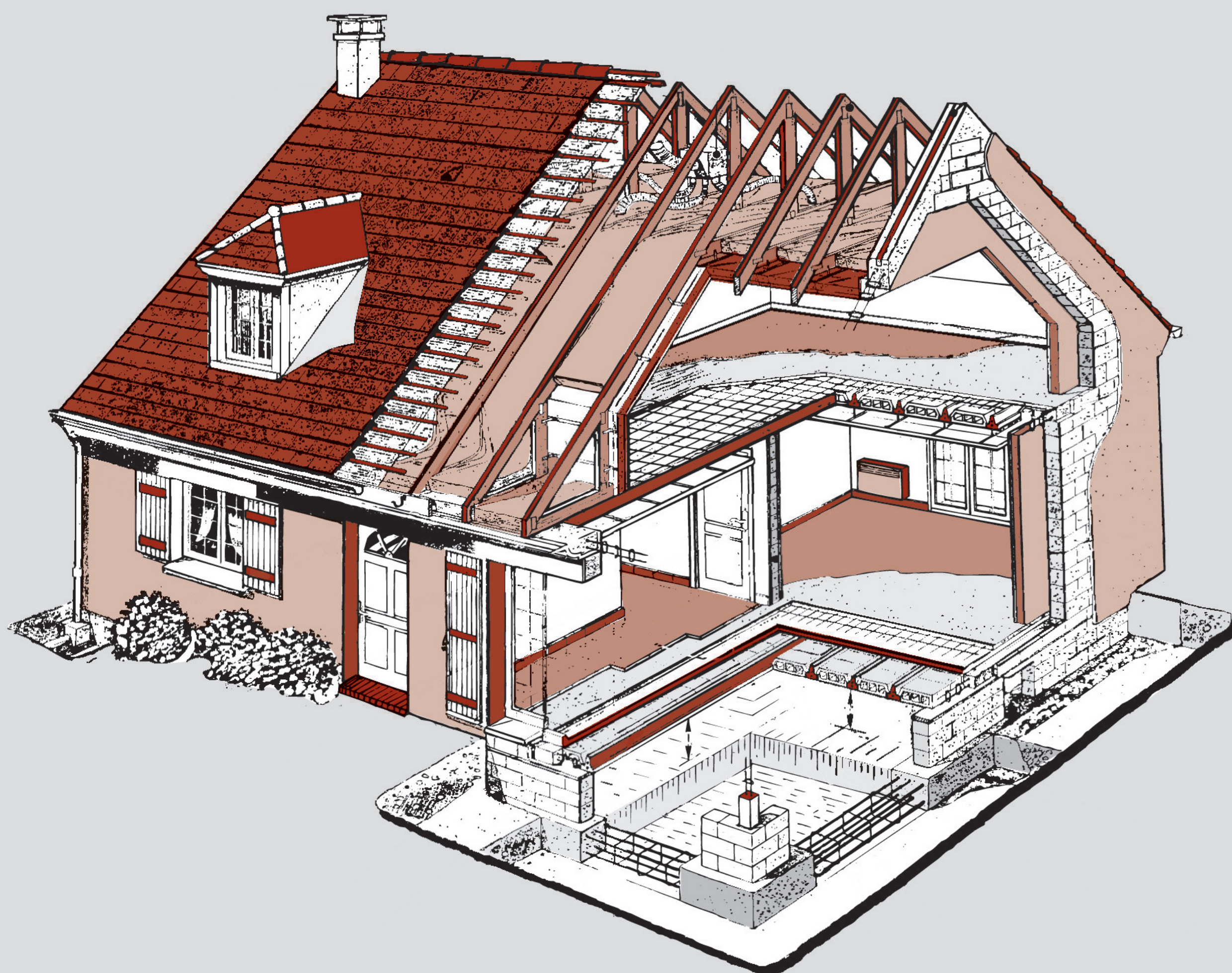


Construire sa maison

Choisir et réaliser les fondations

Henri RENAUD



EYROLLES

Choisir et réaliser les fondations

Du même auteur

H. Renaud, **Construction de maisons individuelles,** 2e édition, 2001

Collection « Construire sa maison »

H. Renaud, **Choisir et réaliser les charpentes,** 2003

H. Renaud, **Choisir et réaliser les couvertures en tuile,** 2004

H. Renaud, **Du choix de terrain aux plans d'exécution,** 2006

H. Renaud, **Implantation des maisons et branchements,** 2006

H. Renaud, **Murs, poutres & planchers,** 2e édition, 2005

H. Renaud, **Plans de maisons de plain-pied et combles aménagés,** 2005

H. Renaud, **Plans et perspectives** (plain-pied et étage), 2005

H. Renaud, **Réussir ses plans,** 2002

Collection « Maisons individuelles »

H. Renaud, **Baies & Menuiseries extérieures,** 2002

H. Renaud, **Branchements : eau potable & assainissement,** 2002

H. Renaud, **Eau chaude & chauffage au gaz,** 2002

H. Renaud, **Charpentes & Couvertures,** 2002

H. Renaud, **Fondations & Soubassements,** 2002

H. Renaud, **Murs & Planchers,** 2002

H. Renaud, **Ventilation & Installation électrique,** 2002

Choisir et réaliser les fondations

Henri RENAUD

EYROLLES

ÉDITIONS EYROLLES
61, bd Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05
www.editions-eyrolles.com

Sommaire

Chapitre 5

Armatures et dispositions constructives des ouvrages en béton armé

Chapitre 6

Plans d'exécution : semelles et chaînages de pavillon

Chapitre 7

Dimensions et armatures de semelles continues et isolées

Chapitre 8

Réalisation des fondations par semelles et plots intermédiaires

Chapitre 9

Fondations et armatures de maison sur vide sanitaire

Chapitre 10

Fondations par longrines appuyées sur des puits ou des plots

Chapitre 11

Projet de construction, sondages et fondations

Chapitre 12

Assainissement des soubassements et des fondations

Chapitre 13

Sols de fondation, charges et pressions-Risques de tassements et désordres

Chapitre 1

Charges permanentes et d'exploitation – Données de base

1. Notions d'états limites

Un état limite dans le domaine des constructions est celui qui satisfait strictement aux conditions requises sous l'effet des **actions** (forces), appliquées à la structure, qui produisent des **sollicitations** s'exerçant sur la construction ou sur l'un de ses éléments (semelles, poteaux, longrines, poutres, planchers ou dalles en béton armé, etc.). Les sollicitations sont de différentes natures : efforts normaux de compression ou de traction, moments de flexion ou couples, efforts tranchants.

Un état limite ultime fait l'objet de modalités réglementaires de conception et de calcul d'ouvrage avec vérification des contraintes et des déformations pour satisfaire aux conditions d'utilisation relatives à la stabilité et à la sécurité.

Les constructions courantes sont celles avec charges d'exploitations modérées, celles-ci étant au plus égales à deux fois les charges permanentes ou à 5 kN/m². Les maisons individuelles entrent dans cette catégorie.

États limites ultimes (ELU)

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique ;
- de la résistance de l'un des matériaux ;
- ou de la stabilité de forme.

Ils sont basés sur l'atteinte maximale de la capacité portante de l'ouvrage sans risque de rupture par écrasement, renversement, déformation excessive.

- **Critères de conception :**
  - utilisation de diagrammes déformations-contraintes proches du comportement des matériaux ;
  - allongements et raccourcissements limites des matériaux ;
  - application de coefficients de sécurité en fonction de la durée d'application des charges.

États limites de service (ELS)

Ils sont relatifs aux conditions d'exploitation ou de durabilité afin de limiter :

- la contrainte de compression du béton ;
- la formation de fissures préjudiciables et les risques de corrosion des armatures ;
- les déformations excessives d'éléments porteurs tels que les poutres, les planchers par limitation des flèches.
- **Critères de conception :**
  - contraintes limitées du béton et de l'acier ;
  - calculs de type élastique allongement-contrainte tenant compte du module d'élasticité des matériaux.

Combinaisons de base

Actions permanentes	symbole général **G**
Actions variables	symbole général **Q**
Combinaison à l'état limite ultime (ELU)	1,35 **G** + 1,5 **Q**
Combinaison à l'état limite de service (ELS)	**G + Q**
Voir la nature des actions.	

2. Types d'actions et mode de transmission

Rappel des unités

Nature	Unité	Notations	
Longueur	mètre	m	
	centimètre	cm	10^{-2} m
Force	newton	N	
	décanewton	daN	10 N
	kilonewton	kN	10^3 N
	méganewton	MN	10^6 N
		1 MN = 10^5 daN	
Masse	kilogramme	kg	
	tonne	t	10^3 kg
Contrainte	pascal	Pa	1N/m²
	mégapascal	MPa	10^6 Pa
		1 MPa = 10 daN/cm²	
Pression sur le sol	bar (ancienne unité)	1 bar = 1 daN/cm²	
		1 bar = 0,1 MPa	

Nature des actions

► **Actions permanentes**
(symbole général **G**)

Elles comprennent :

- **le poids propre de la structure** avec éléments réalisés en béton armé ou en maçonnerie ;

Exemples :
- *Semelles de fondation, continues ou isolées*
- *Mur de soubassement*
- *Plancher en béton armé*

- **les autres éléments de la construction et divers.**

Exemples :
- *charpente, couverture, carrelage*
- *poussée des terres ou pression des eaux dans le cas de murs de sous-sol*

► **Actions variables** (symbole général **Q**)

Elles sont constituées par :

- **les charges d'exploitation** sur les planchers, terrasses, etc. ;

Exemple : Charges uniformément réparties sur les planchers (symbole Q_b*)*

- **les charges climatiques ;**
  - action du vent (symbole **W**)
  - action de la neige (symbole S_n)
- **les charges appliquées en cours de construction ;**

Exemple : Stockage provisoire sur un plancher avec palettes de matériaux

- **les effets de la température :** chaleur ou froid. Les dilatations peuvent s'évaluer en tenant compte d'un coefficient égal à 10^{-5} pour le béton armé.

Exemple : Pavillon d'une longueur de 15 m et un écart de température ± 20 °C ⇒ pour un chaînage en béton armé : $\Delta l = 10^{-5} \times 15000$ *mm x 20 °C = 3 mm*

► **Actions accidentelles éventuelles**
(séismes, chocs, inondations en sous-sol)

Problème posé : transmission des charges

Il s'agit de transmettre les charges permanentes et les charges d'exploitation jusqu'au sol de fondation.

D'une façon imagée, il faut assurer le circuit d'écoulement des charges par les éléments porteurs.

- **Éléments porteurs verticaux** tels que :
  - **les murs façades et de refend** qui sont porteurs des planchers, les murs pignons porteurs de pannes de charpente, les murs de sous-sol porteurs du plancher et des étages supérieurs ;
  - **les trumeaux** ou parties de maçonnerie positionnées entre deux baies qui supportent les linteaux et leur chargement. Ils sont réalisés avec des blocs avec raidisseurs en béton armé ou formant un poteau BA incorporé (fig. 3, 9 et 10) ;
  - **les poteaux** isolés ou incorporés dans l'épaisseur du mur.
- **Éléments porteurs horizontaux** comme :
  - **les linteaux** des baies larges ou étroites ou les poutres ;
  - **les planchers** à poutrelles précontraintes ;
  - **les longrines** de fondation appuyées sur des plots ou des puits en béton ;
  - **les semelles** continues sous les murs ou isolées sous poteaux qui répartissent les charges sur le sol.

Principe de calcul de la pression exercée

On considère généralement une tranche verticale de mur de 1 m de long qui supporte les charges :

- **permanentes** : le poids du mur, le plancher, etc. ;
- **d'exploitation** : les personnes, les meubles, etc.

On détermine la valeur de la charge à l'état ultime en tenant compte de coefficients de sécurité selon la nature des charges appliquées à la structure.

On obtient la pression σ_{qu} exercée sur le sol en divisant la charge ultime P_u par la surface portante **S** de la semelle de fondation.

Désignation des charges	Symbole	Coefficient de sécurité à l'état limite ultime (ELU)
Charges permanentes	G	1,35
Charges d'exploitation	Q_b	1,5

$$\sigma_{qu} = \frac{1{,}35\,G + 1{,}5\,Q_b}{S}$$

Les actions ascendantes du sol sous la semelle de fondation assurent l'équilibre statique de la construction.

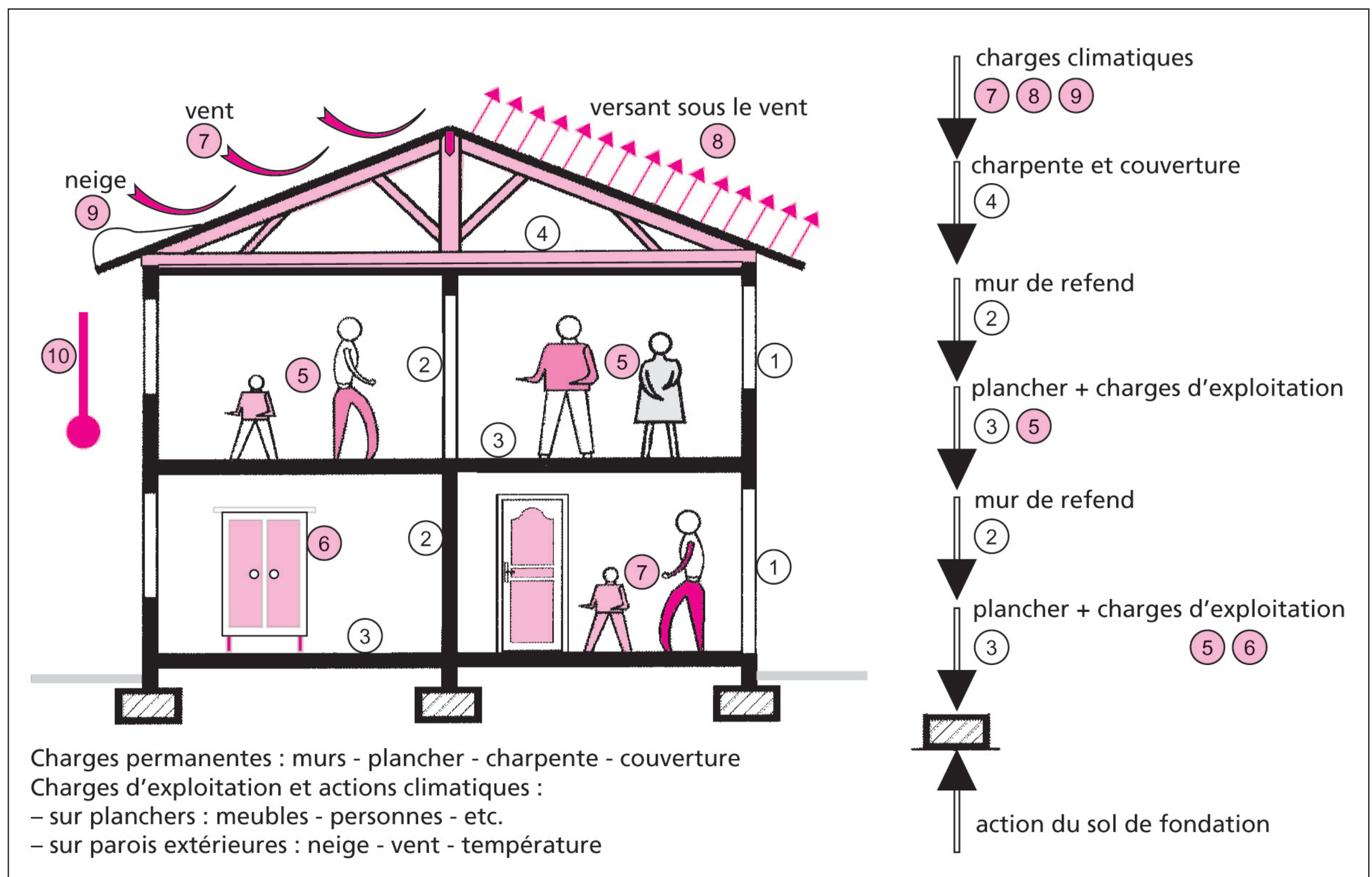


Fig. 1 : Charges permanentes, d'exploitation et climatiques

Fig. 2 : Charges verticales seules et action du sol

3. Bases de calcul des charges permanentes

► Matériaux de construction	
Nature	kN/m³
Acier	78,5
Aluminium	27
Béton armé	25
Béton non armé	22
Bois de conifères	6
Bois de feuillus	8
Bois durs tropicaux	10
Calcaire compact, granit, marbre	28
Calcaire tendre	18
Cuivre	89
Fonte	72,5
Grès	25
Plomb	114
Verre	25

► Murs en maçonnerie de blocs béton	kN/m²
Blocs pleins en béton de granulats lourds	
épaisseur 15 cm	3,15
épaisseur 20 cm	4,2
Blocs creux en béton de granulats lourds	
épaisseur 15 cm	2,00
épaisseur 20 cm	2,70
Blocs creux de béton de granulats semi-lourds ou légers (type bloc TBF en argile expansée)	
épaisseur 15 cm	1,1 à 1,3
épaisseur 20 cm	1,3 à 1,6

► Murs en maçonnerie de briques	kN/m²
Briques creuses à alvéoles horizontales	
épaisseur 15 cm	1,30
épaisseur 20 cm	1,75
épaisseur 25 cm	2,15
Briques perforées à alvéoles verticales	
Type Monomur d'ép. 30 cm + enduit	2,8 à 3,05
Type Monomur d'ép. 37,5 cm + enduit	3,3 à 3,6
Variation de poids suivant mise en œuvre (mortier-colle ou mortier chaux-ciment)	
Briques pleines	
épaisseur 10,5 cm	0,9
épaisseur 20 cm	1,75

► Enduits	kN/m²
Mortier de liants hydrauliques, par cm d'ép.	0,18 à 0,2
Plâtre, par cm d'épaisseur	0,1

► Planchers	kN/m²
• Dalles pleines en BA, par cm d'épaisseur	0,25
• Planchers à poutrelles préfabriquées + table de compression	
épaisseur 12 + 4 à 5 cm	2,5 à 2,6
épaisseur 16 + 4 à 5 cm	2,7 à 2,9
épaisseur 20 + 4 à 5 cm	3,1 à 3,3
épaisseur 25 + 5 cm	3,6 à 4,0
• Planchers à poutrelles préfabriquées avec entre-vous légers (polystyrène, bois moulé) + table de compression	
épaisseur 12 + 4 à 5 cm	1,5 à 1,7
épaisseur 16 + 4 à 5 cm	1,7 à 2,0
épaisseur 20 + 4 à 5 cm	1,8 à 2,1
épaisseur 25 + 5 cm	2,4 à 2,8

► Revêtements de plancher	kN/m²
Carrelages scellés, y compris mortier de pose	
Grès cérame	0,5 à 0,6
Dalles épaisses, 10 à 15 mm, en marbre	0,7 à 10
Chapes en mortier, par cm d'épaisseur	0,2
Parquets traditionnels avec lambourdes	0,25
Sols minces textiles	0,08

► Toitures	kN/m²
• **Terrasses**	
– Étanchéité multicouche	0,12
– Asphalte coulé sablé	0,5
– Gravillons pour la protection d'étanchéité, par cm d'épaisseur	0,2 à 0,3
• **Couvertures tuiles ou ardoises**	
Support de la couverture	
– Liteaux en sapin du Nord	0,03
– Voliges en sapin	0,10
– Chevrons en sapin	0,07
– Couvertures en ardoises avec lattis et voliges	0,30
– Couvertures en tuiles avec liteaux	0,5 à 0,6
• Tuiles canal	0,4 à 0,5
• Tuiles mécaniques à emboîtement	0,7 à 0,8
• Tuiles plates	0,45 à 0,5
• Tuiles béton	

Cloisons de distribution des locaux

- Les cloisons légères de poids inférieur à 2,50 kN/m sont assimilées à une charge répartie de 1 kN/m² sur la surface de dalle ou de plancher.
- La valeur de la charge est ramenée à 0,50 kN/m² si les bâtiments d'habitation sont avec refends porteurs rapprochés.
- Les cloisons positionnées en rive de trémie d'escalier sont prises avec la charge propre en cas d'appui sur une poutre ou une poutrelle.

4. Charges d'exploitation des bâtiments d'habitation

Les valeurs de base sont indiquées pour une utilisation normale des locaux. Elles servent à établir la descente de charges jusqu'aux fondations.

Locaux suivant leur utilisation ou ouvrages	Charges kN/m²
Logements d'habitation, y compris les combles aménageables	1,5
Balcons	3,5
Escaliers (sauf marches isolées)	2,5
Greniers proprement dits	2,5
Étage des caves, garages de voiture légère	2,5
Les charges d'exploitation pour les bâtiments de bureaux, les bâtiments scolaires ou universitaires, les bâtiments hospitaliers, etc. sont précisées dans la norme NF P 06-001.	

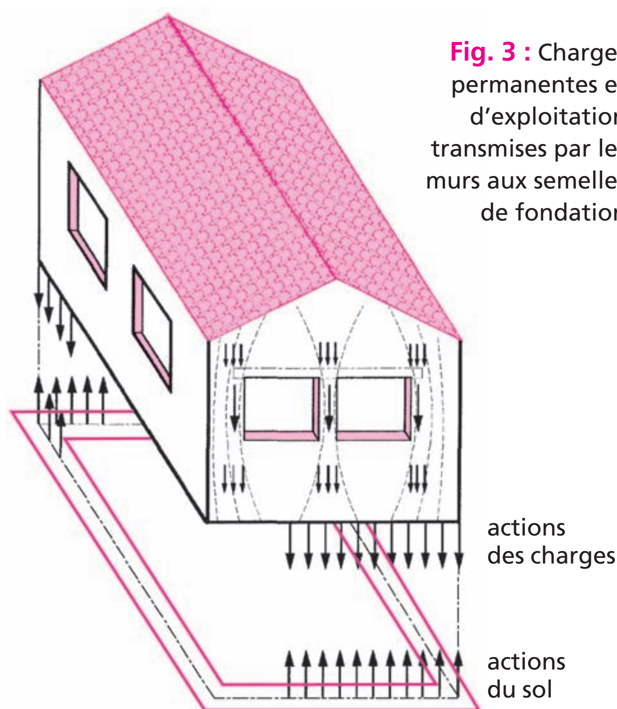


Fig. 3 : Charges permanentes et d'exploitation transmises par les murs aux semelles de fondation

5. Visualisation des charges permanentes et d'exploitation

Fig. 4 : Coupe de principe avec exemples d'actions permanentes et variables

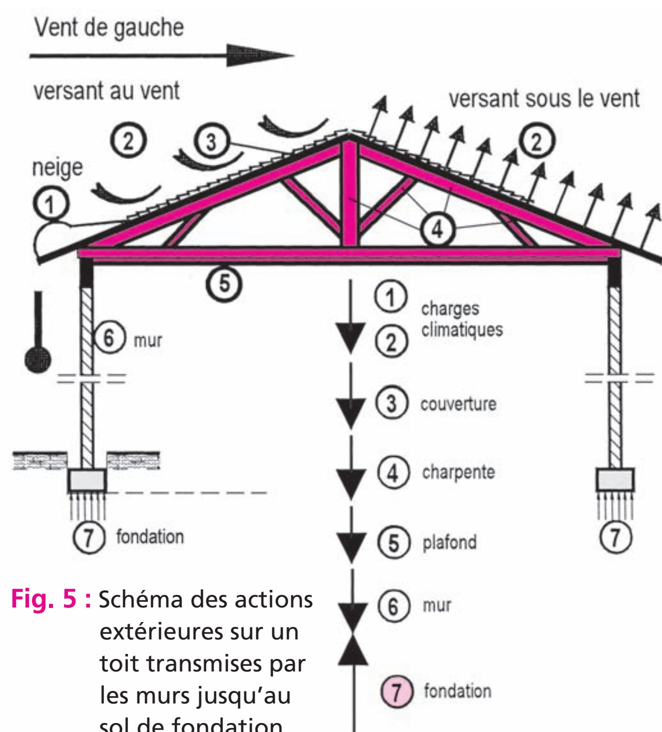


Fig. 5 : Schéma des actions extérieures sur un toit transmises par les murs jusqu'au sol de fondation

Légende de la coupe fig. 4

n°	Exemple d'action	Action permanente	Action variable
1	Mur de façade	X	
2	Mur de refend	X	
3	Plancher	X	
4	Poteau en béton armé	X	
5	Conduit maçonné	X	
6	Charpente	X	
7	Couverture	X	
8	Neige		X
9	Vent		X
10	Personnes		X
11	Mobilier		X
12	Cloison	X	
13	Doublage	X	
14	Roues (charge concentrée)		X
15	Température extérieure		X
16	Poussée	X	
17	Blochet (charge concentrée)	X	

6. Application : descente de charges pour un mur de façade

Descriptif sommaire

- Maison d'habitation avec étage + combles aménagés.
- Fondations par semelles continues en béton armé.
- Murs de façades en blocs creux de béton de gravillons lourds d'une épaisseur de 20 cm, hourdés au mortier de ciment, avec raidisseurs verticaux incorporés, et chaînages à chaque niveau d'étage.
- Plancher d'étage courant avec poutrelles préfabriquées et table de compression (type 16 + 4 à entrevous en béton).
- Plancher bas en dalle pleine d'épaisseur 12 cm sur isolant polystyrène d'épaisseur 60 mm.
- Murs de soubassement en blocs perforés en béton d'épaisseur 20 cm.
- Semelles filantes en béton armé de section 50 cm de large et 40 cm de haut, avec enrobage minimal des aciers de 4 cm.

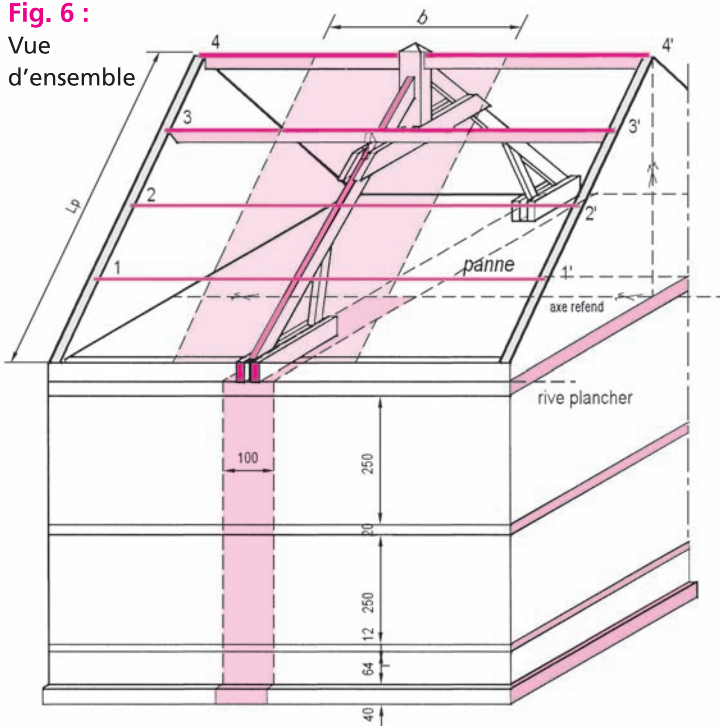
Étapes pour déterminer la pression des charges sur le sol (fig. 6 et 7)

- **Sélectionner** une tranche de bâtiment d'une longueur de 1 m sans baie et la plus chargée, par exemple par l'appui d'une ferme de charpente.
- **Considérer** chacune des travées de plancher indépendante.

Exemple :
Dans le cas de 2 travées, le refend porte une ½ travée de part et d'autre de son axe.

- **Effectuer** la descente de charges, niveau par niveau, par calcul cumulé à partir du haut.
- **Calculer** la pression sur le sol :
  - sans application des coefficients de pondération ;
  - avec coefficients de pondération des charges.

Fig. 6 : Vue d'ensemble



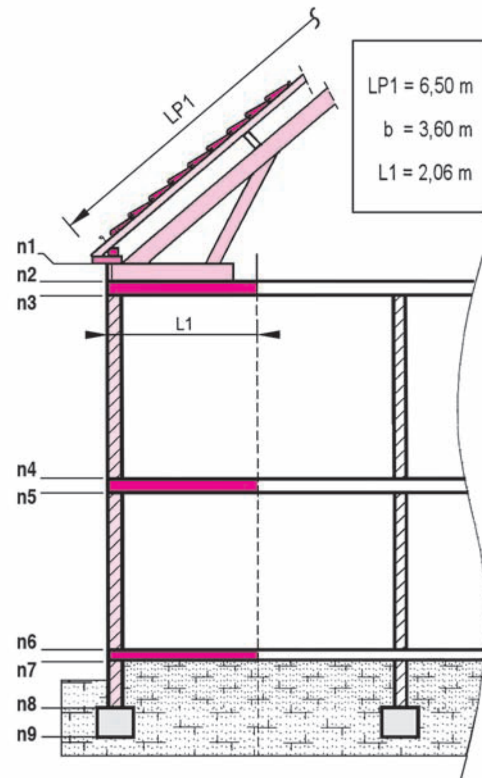


Tableau de calcul des charges niveau par niveau (n1 à n9)

Niveau	Désignation des ouvrages	Charges permanentes G						Charges d'exploitation Q				
		L	l	H ou ép.	Poids unité (daN)	Total	Cumul	L	l	Poids unité	Total	Cumul
1	Corniche	1,00	0,40	0,10	2 500	100	100					
2	Couverture en tuiles	6,50	3,80		45	1 112	1 212					
	Chevrons	6,50	3,80		7	173	1 385					
	Pannes	16	0,08	0,20	600	154	1 539					
	½ ferme	15	0,08	0,20	600	144	1 683					
3	Plancher	2,06	1,00		280	577	2 260	1,86	1,00	250	465	465
4	Mur	1,00		2,50	270	675	2 935					
5	Plancher	2,06	1,00		280	577	3 512	1,86	1,00	250	465	930
6	Mur	1,00		2,50	270	675	4 187					
7	Plancher bas	2,06	1,00	0,12	2 500	618	4 805	1,86	1,00	250	465	1 395
8	Soubassement	1,00		0,64	420	269	5 074					
9	Semelle BA	1,00	0,50	0,40	2 500	500	5 574					
Total							**5 574**					**1 395**

Calcul de la pression sur le sol

► **Pression exercée sur le sol de fondation sans application des coefficients de pondération**

(Charge en daN et surface portante en cm²)

$$\sigma_{sol} = \frac{G + Q}{S} = \frac{5574 + 1395}{50 \times 100} = 1{,}394 \text{ daN/cm}^2$$

En utilisant le newton comme unité, on a :

$$\sigma_{sol} = \frac{55740 + 13950}{0{,}50 \times 1{,}00} = 139\ 380 \text{ N/m}^2 \text{ ou } 0{,}139 \text{ MPa}$$

► **Valeur de la pression en appliquant les coefficients de pondération prescrits**

$$\sigma_{qu} = \frac{1{,}35\ G + 1{,}5\ Q}{S} = 0{,}193 \text{ MPa}$$

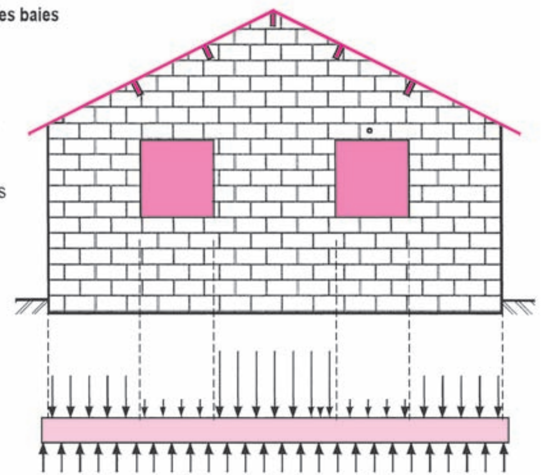


Fig. 8 : Hypothèse de répartition uniforme sous la semelle avec armature renforcée

7. Cas d'une façade de pavillon avec larges baies

La structure porteuse est constituée par :

- la maçonnerie en blocs creux de béton avec :
  - un linteau de garage de grande portée ;
  - des poteaux incorporés et des jambages en béton armé ;
- la ferme de charpente traditionnelle.

► **Inventaire des charges** (cf. fig. 9)

Éléments répertoriés de n° 4 à n° 8.

- **n° 4 - Ferme de charpente** qui supporte les pannes, les chevrons, les liteaux et les tuiles sur la moitié de la portée de la ferme et de part et d'autre du plan vertical de la ferme (½ portée des pannes). Elle s'appuie sur le poteau incorporé n° 6. Elle introduit une charge permanente concentrée.
- **n° 5 et n° 6 - Les poteaux incorporés** reportent leurs charges sur le linteau de la porte du garage.
- **n° 7 - Le linteau** d'une portée de 3,25 m porte :
  - les charges concentrées des piliers n° 5 et n° 6 ;
  - la maçonnerie de blocs de l'étage ;
  - les charges réparties du poids propre du linteau, du poids propre du plancher, et les charges d'exploitation sur le plancher.
- **n° 8 - Les jambages** de la porte du garage supportent l'ensemble des charges précédentes.

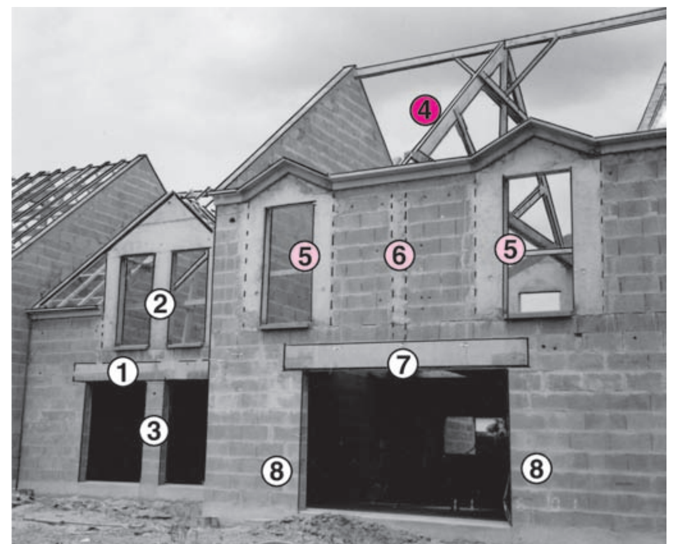


Fig. 9 : Façade en maçonnerie et ouvrages associés en béton armé

► **Commentaires**

Les jambages n° 8 sont raidis par un poteau en béton armé incorporé dans les blocs spéciaux de la maçonnerie.

La dalle en béton armé (épaisseur 12 cm) du terre-plein s'appuie sur le mur de soubassement.

Le chaînage périphérique de la dalle sert aussi de sommier de répartition des charges sur les blocs du mur de soubassement.

Le mur de soubassement répartit une partie de l'effort de compression exercé en pied de jambage suivant des lignes extrêmes à 45° environ (voir les blocs hachurés sur la fig. 10).

Cet exemple met en évidence la nécessité d'étudier les zones les plus sollicitées d'une construction pour concevoir le système porteur avec des ouvrages associés en béton armé.

La transmission des charges au sol ne doit pas créer de désordres consécutifs dans les structures en maçonnerie ou en béton armé (fissurations des murs de façade ou tassements localisés).

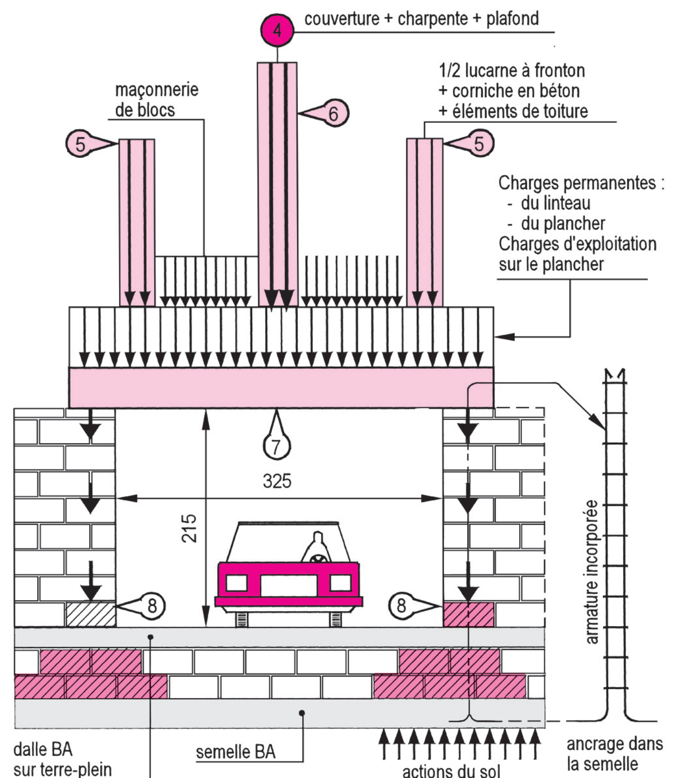


Fig. 10 : Visualisation du transfert de charges jusqu'aux fondations

8. Exemple de pavillon à plusieurs niveaux

Les élévations des façades, les vues en plan, les coupes, le descriptif des ouvrages permettent d'analyser la structure pour effectuer la descente de charges.

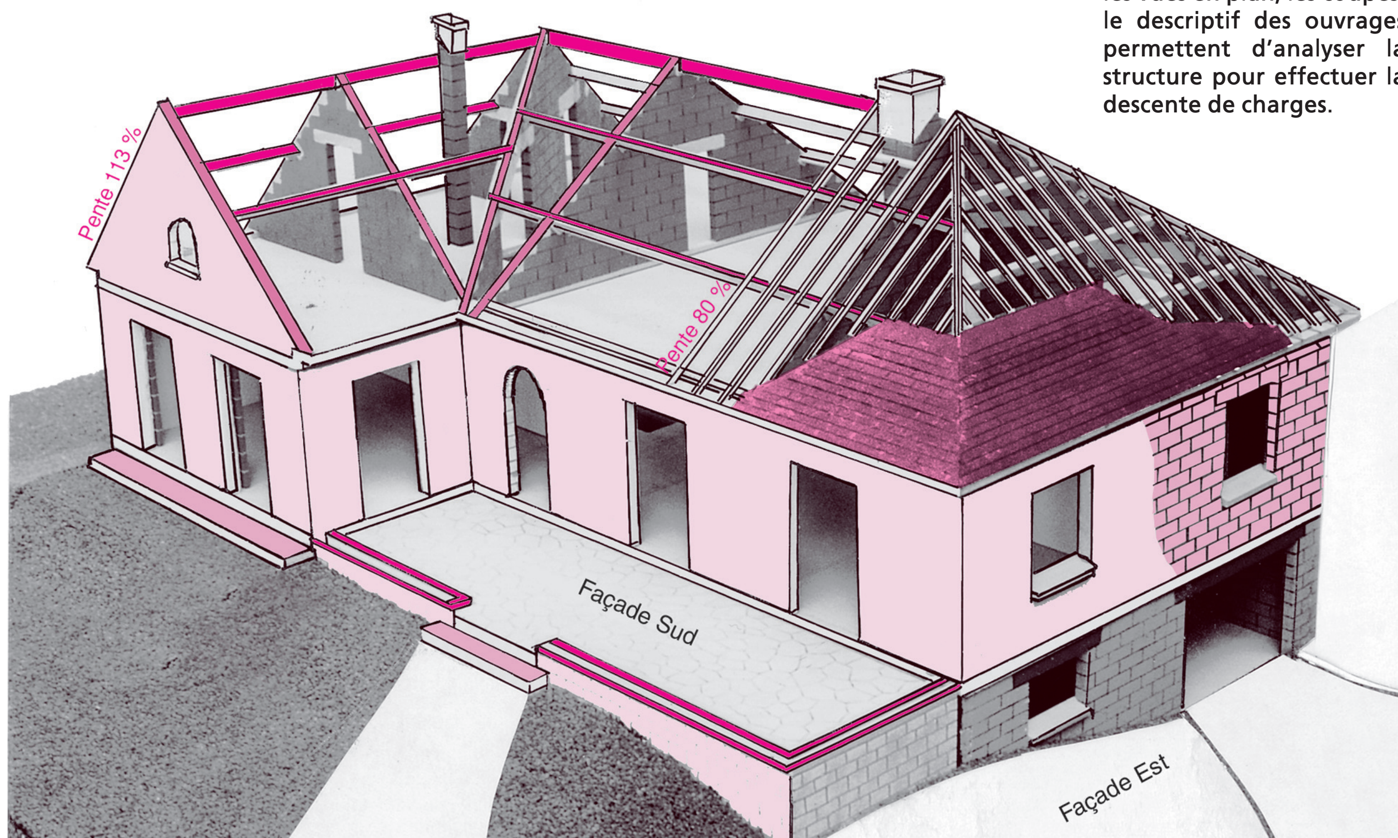


Fig. 11 : Maquette du pavillon avec sous-sol, rez-de-chaussée et combles aménageables

1550
430 120 270 120 40 60 70 70 360
300 300 55 270 90 130 315
Chambre 1
Chambre 2
Bains
wc
Cellier
Cuisine
360
140x135
120x135
accès au sous-sol
620
400
Salon
accès aux combles
Hall
Salle à manger
800
1125
688
cheminée
620
Séjour
Terrasse
325
145 120 150 120 145 75 100 150 120 150 120 155
680 870

Fig. 12 : Plan du rez-de-chaussée

Éléments en BA

1	Semelle continue
2	Semelle élargie sous poteau
3	Dalle du sous-sol
4	Poteau incorporé
5	Chaînage vertical
6	Chaînage horizontal
7	Linteaux
8	Poutre-chaînage sur refend
9	Poutrelles du plancher du sous-sol
10	Dalle de compression du plancher
11	Dalle pleine en BA sur vide sanitaire
12	Marches d'accès
13	Corniche moulurée
14	Appui de baie

Éléments en maçonnerie porteuse

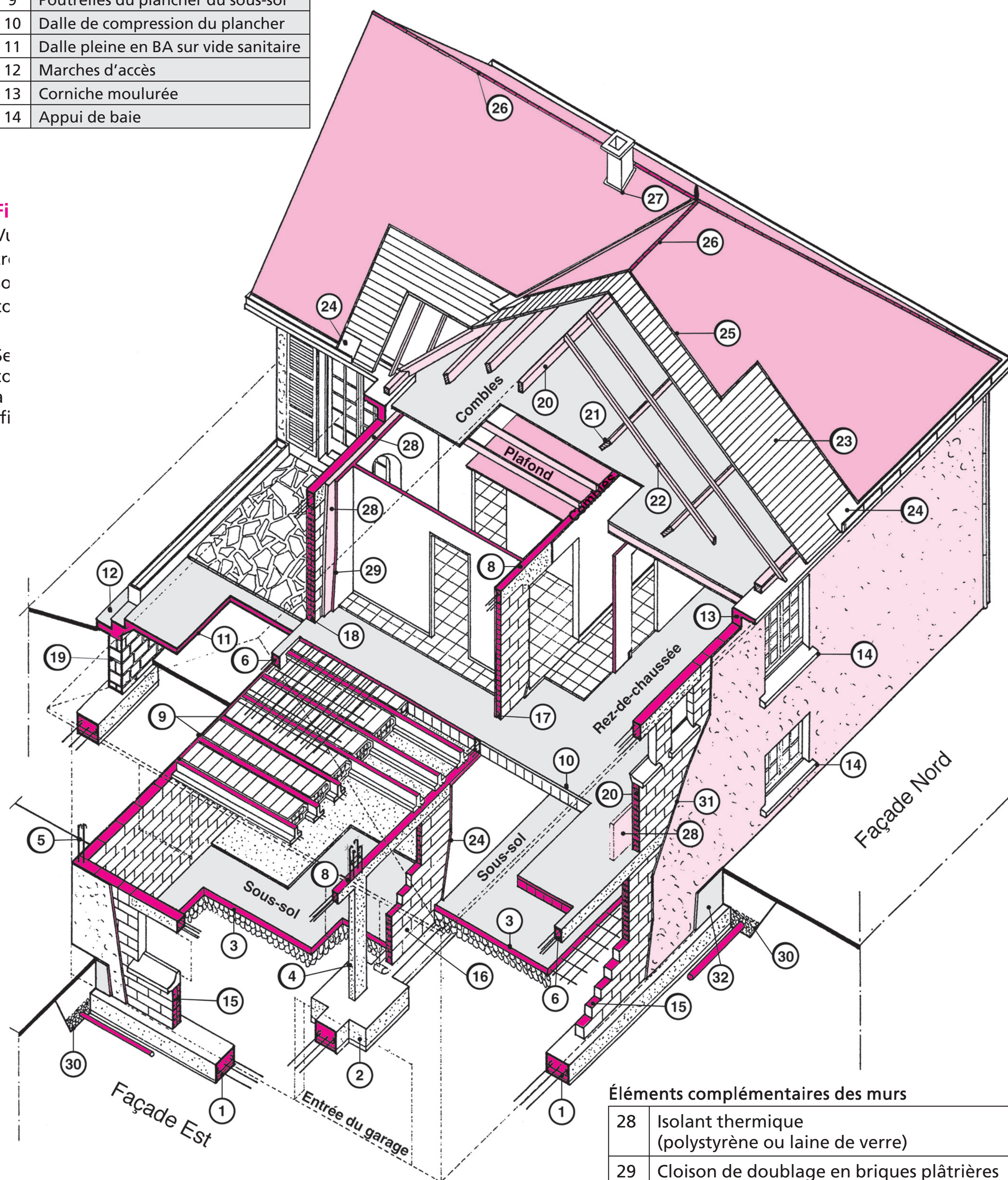
15	Mur extérieur semi-enterré du sous-sol
16	Refend longitudinal du sous-sol
17	Refend longitudinal du rez-de-chaussée
18	Mur de façade du rez-de-chaussée
19	Mur de soubassement

Éléments de toiture

20	Panne faîtière
21	Panne intermédiaire
22	Chevron
23	Liteaux
24	Gouttière (dalle havraise)
25	Tuiles ou ardoises
26	Faîtage
27	Entourage de cheminée

Fi
Vu
tr
so
cc

Se
cc
à
(fi



Éléments complémentaires des murs

28	Isolant thermique (polystyrène ou laine de verre)
29	Cloison de doublage en briques plâtrières
30	Drainage des murs extérieurs
31	Enduit monocouche
32	Peinture bitumineuse ou écran d'étanchéité

9. Charges concentrées sur éléments porteurs en béton armé

Cas 1 : Poutre perpendiculaire à un mur

Élément considéré : appui de la poutre sur le mur porteur de rive (fig. 14).

La descente de charges sur l'appui prend en compte :

- le poids propre de la poutre sur la ½ portée ;
- le poids propre du plancher en béton armé qui intéresse la poutre de part et d'autre de son axe ;
- les autres charges permanentes comme la dalle flottante, le revêtement de sol, etc. ;
- les charges d'exploitation sur le plancher.

Cas 2 : Appui d'une poutre ou d'un linteau parallèle à un mur de rive ou de refend

Éléments considérés : jambage et longueur d'appui sur le mur porteur (cf. fig. 15).

Types de charges :

- poids propre du linteau ou de la poutre sur la ½ portée ;
- zone de chargement du plancher par les poutrelles sur leur ½ portée (charge permanente et charge d'exploitation) ;
- autres charges amenées par les éléments au-dessus.

Exemples :

- Mur extérieur ou intérieur appuyé sur le linteau ou la poutre
- Charge due à la toiture (poids propre, neige et vent)

Cas 3 : Trémie dans un plancher

Éléments considérés : appuis des poutrelles jumelées (fig. 16).

Les reports de charges sont les suivants :

- charges permanentes (G) et d'exploitation (Q) supportées par les poutrelles sur leur ½ portée et qui sont appuyées sur le chevêtre en béton armé ;
- poids propre du chevêtre ;
- charges G et Q des poutrelles jumelées porteuses du chevêtre et qui sont appuyées sur le mur de rive ;
- charges supplémentaires éventuelles :
  - escalier bois ou béton appuyé sur une rive de la trémie ;
  - charpente éventuelle constituée par exemple de fermettes jumelées ou triplées appuyées en bordure de trémie pour des combles ;
  - poids de la couverture (tuiles ou ardoises) sur la charpente ;
  - charges climatiques sur la toiture.

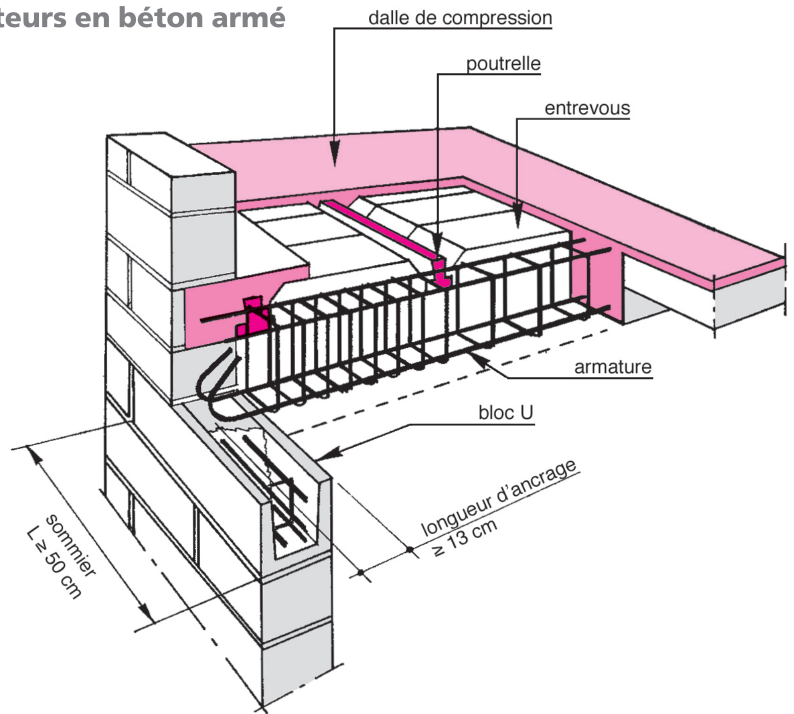


Fig. 14 : Poutre perpendiculaire à un mur

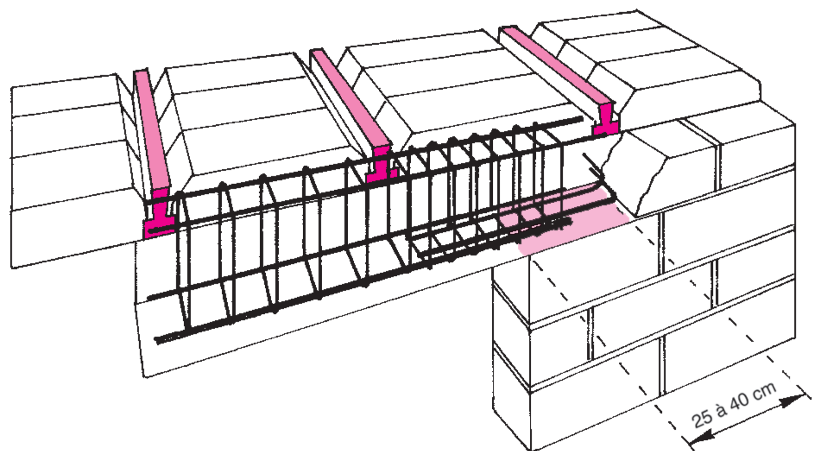


Fig. 15 : Poutre ou linteau parallèle à un mur

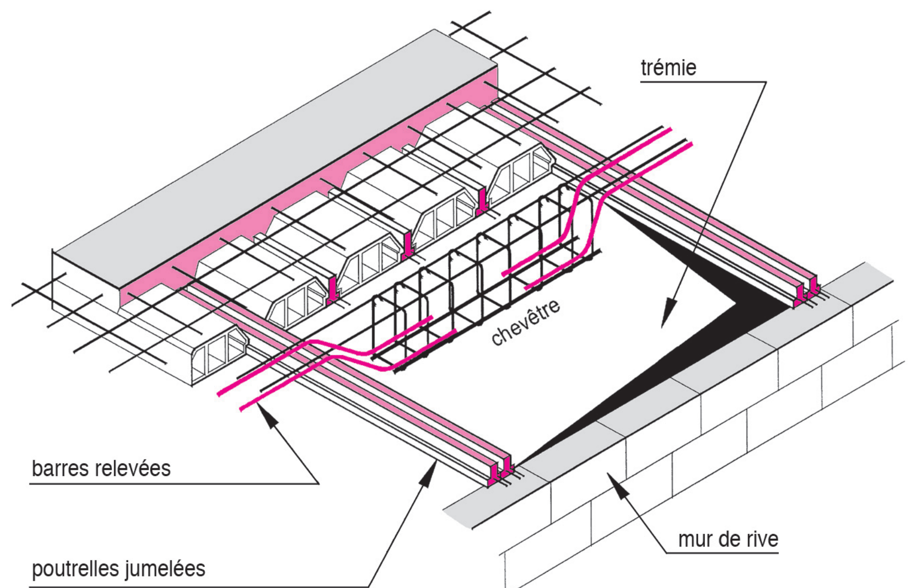


Fig. 16 : Chevêtre porteur des poutrelles dans le cas d'une trémie



Fig. 17 : Toiture avec croupe et visualisation d'un appui de ferme sur un mur en maçonnerie

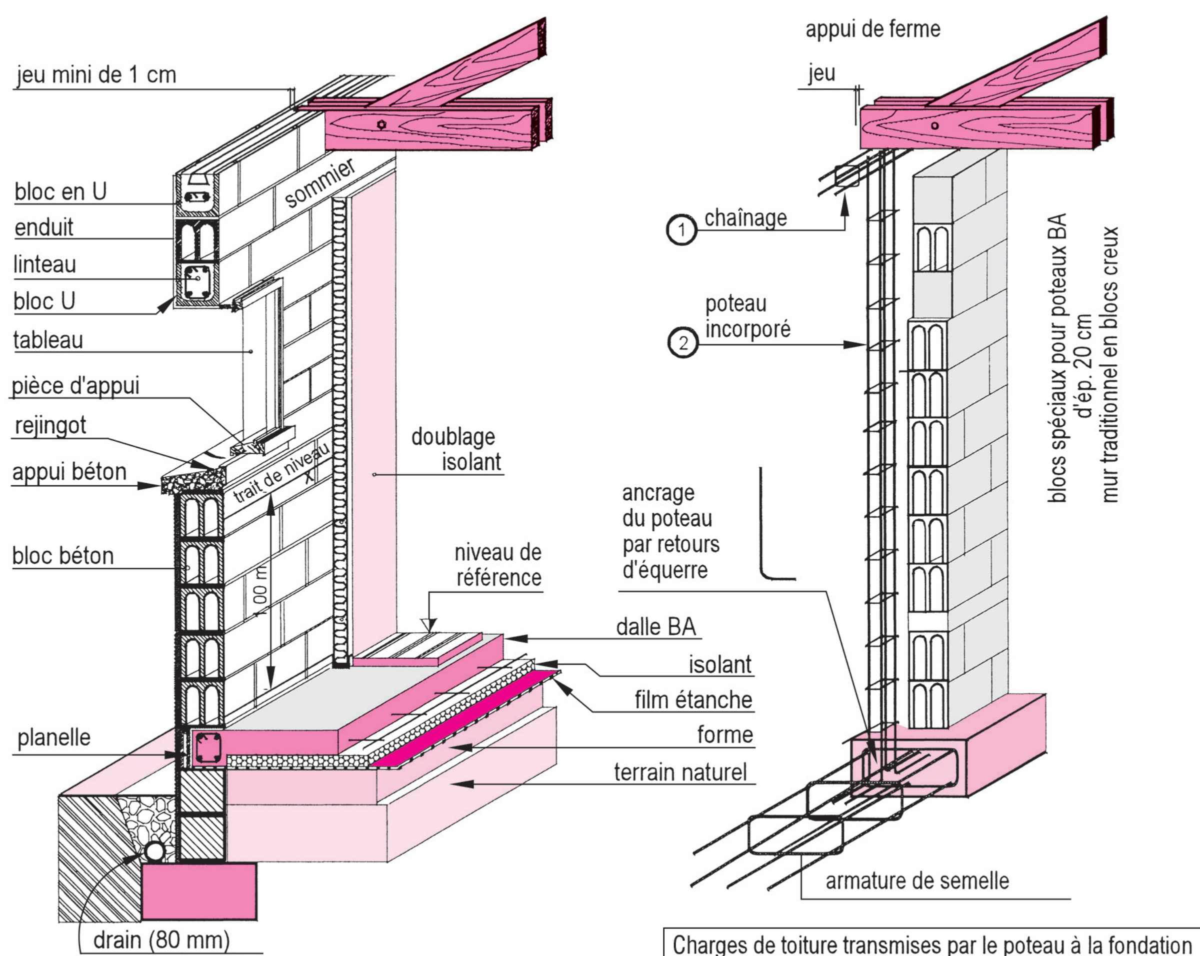


Fig. 18 : Appui de ferme sur un sommier (fig. 14), sur un chaînage continu ou sur un poteau incorporé en béton armé

Chapitre 2

Ciments courants et bétons de structure

1. Ciments courants et leur désignation

Classement par types principaux

Le ciment conforme à la norme européenne est appelé ciment CEM.

Les ciments courants sont regroupés en cinq types principaux avec les désignations suivantes :

CEM I	Ciment Portland
CEM II	Ciment Portland composé
CEM III	Ciment de haut fourneau
CEM IV	Ciment pouzzolanique
CEM V	Ciment composé

Classes de composition des ciments

Les lettres A, B, C précisent la teneur en clinker des ciments. Le clinker résulte de la cuisson d'un mélange d'environ 80 % de calcaire et 20 % d'argile.

Appellation	Clinker	Addition
CEM I	95 à 100 %	Complément = constituants secondaires
CEM II / A	80 à 94 %	Complément = constituants autres que le clinker et constituants secondaires
CEM II / B	65 à 79 %	
CEM III / A	35 à 64 %	Complément = laitier et éventuellement constituants secondaires
CEM III / B	20 à 34 %	
CEM III / C	5 à 19 %	
CEM IV / A	65 à 89 %	Complément = constituants secondaires
CEM IV / B	45 à 64 %	
CEM V / A	40 à 64 %	Complément = cendres volantes siliceuses ou pouzzolanes
CEM V / B	20 à 38 %	

Constituants autres que le clinker

Ils sont indiqués par une lettre qui figure aussi sur les bons de livraison du BPE.

Exemple : CEM II / A - LL

* Le carbone organique total est désigné par TOC.

L	Calcaire dont le TOC * < 0,50 % en masse
LL	Calcaire dont le TOC * < 0,20 % en masse
S	Laitier granulé de haut fourneau
D	Fumée de silice
V	Cendre volante siliceuse
W	Cendre volante calcique
P	Pouzzolane naturelle
Q	Pouzzolane naturelle calcinée
T	Schiste calciné
En présence de plusieurs constituants : M (…) = ciment Portland composé au … Exemple : M (S - LL) = ciment Portland composé au laitier et au calcaire	

Classe de résistance

Il s'agit de la résistance à la compression en MPa obtenue à 28 jours. Trois classes sont couvertes :

- classe **32,5** ;
- classe **42,5** ;
- classe **52,5**.

La classe de résistance à court terme est indiquée par une lettre :

- **N** : résistance à court terme ordinaire ;
- **R** : résistance à court terme élevée.

Exemple :

CEM II / A - LL 32,5 R

La notation **CE** précisant que ce ciment possède un certificat de conformité est : **CEM II / A - LL 32,5 R CE**

Autres caractéristiques

PM	Ciment prise mer
ES	Ciment pour travaux en eaux sulfatées
CP1 ou CP2	Ciment à teneur en sulfures limitée pour les bétons précontraints

Les marquages

- **Norme française : NF**



Fig. 1 : Marque de conformité à la norme française (**NF**)

- **Certificat de conformité : CE**

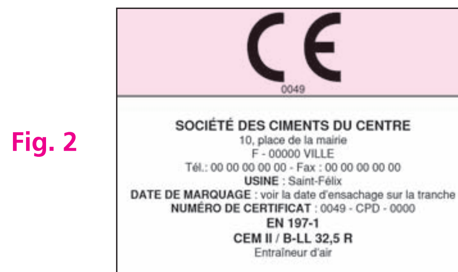


Fig. 2

Il exprime que le produit satisfait, en matière de réglementation, aux critères de santé, de sécurité et de respect de l'environnement et qu'il est apte à l'usage (fig. 2).

Le marquage CE est agréé par le Comité européen de normalisation (CEN).

- **Double marquage : CE + NF**

Associée au marquage CE, la marque NF atteste un haut niveau de qualité pour les ciments, et apporte aux utilisateurs une garantie complémentaire sur la composition, les performances et le contrôle des produits.

- **Marquage de conformité sur les sacs**

Il s'accompagne d'indications réglementaires : numéro du CE, société, adresse, usine, date, etc.



Fig. 3 : Ciment en sac



Fig. 4 : Exemples de désignation de ciments courants

Exemples de désignation normalisée des ciments

Notation pour ciment courant	Classe de composition	Nature des constituants autres que le clinker	Classe de résistance à 28 jours d'âge	Classe de résistance à court terme (2 ou 7 jours)	Attestation d'un certificat de conformité	Caractéristiques complémentaires PM : Prise mer ES : Eaux sulfatées	Référence à la norme française
CEM I	Pas de lettre	< 5 %	52,5	R ou N	CE	CP2	NF
CEM II	/A	-- LL	32,5	R	CE	CP2	NF
CEM III	/B	--	42,5	N	CE	PM--ES	NF

Ciment de classe 32,5 pour travaux courants

- **Domaines d'utilisation**
  - Bétons de fondation (semelles, longrines)
  - Bétons de structure (poteaux, poutres, planchers, etc.)
  - Bétons de dallage (dalle épaisse sur terre-plein)
- **Principales caractéristiques physiques et mécaniques**

Couleur (luminance L*)	Gris (63 < L* < 71)
Début de prise (Dp)	2 h 30 < Dp < 3 h 10
Résistance mini à 1 jour	10 MPa
Résistance mini à 2 jours	16 MPa
Résistance mini à 28 jours	40 MPa
Masse volumique	~ 1
* La luminance, désignée par L, indique l'intensité lumineuse moyenne à l'aide d'un nombre indicateur.	

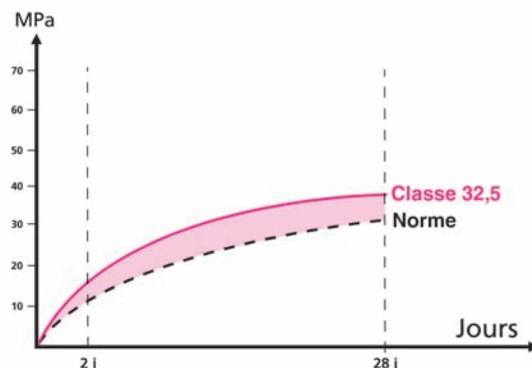


Fig. 5 : Ciment de classe de résistance 32,5

Ciment de classe 52,5 à haute résistance mécanique

- **Domaine d'utilisation**
  - Bétons nécessitant un décoffrage raide rapide
  - Bétons réalisés à des températures comprises entre 1 et 8 °C
  - Bétons précontraints pour prédalles ou poutrelles
- **Principales caractéristiques physiques et mécaniques**

CEM I	52,5 R	52,5 N
Couleur (luminance L*)	Gris (59 < L* < 65)	
Début de prise (Dp)	2 h 00 < Dp < 2 h 20	2 h 00 < Dp < 2 h 45
Résistance mini à 1 jour	25 MPa	14 MPa
Résistance mini à 2 jours	40 MPa	25 MPa
Résistance mini à 28 jours	65 MPa	58 MPa

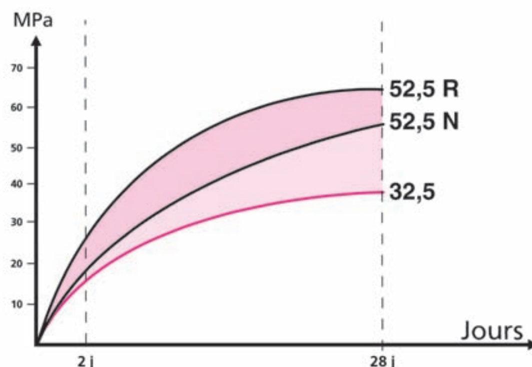


Fig. 6 : Courbes comparatives des résistances

Ciment à maçonner d'appellation Multibat

Ce liant à tout faire, de teinte grise, sert surtout à réaliser des mortiers pour la maçonnerie de blocs ou de briques.

- **Composition chimique du produit Lafarge Multibat**

Clinker	55 %
Calcaire	45 %
Adjuvants	Entraîneur d'air, hydrofuge

- **Caractéristiques mécaniques**

Début de prise (Dp)	2 h 10 < Dp < 3 h 00
Résistance mini à 7 jours	15 MPa
Résistance mini à 28 jours	20 MPa

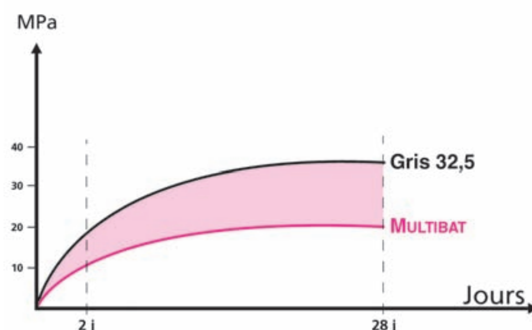


Fig. 7 : Courbes Multibat et CEM 32,5

Ciment blanc

Les matières premières (calcaire + argile) sont les mêmes que pour la fabrication du ciment Portland, mais ne contiennent pas d'oxydes de fer ou d'autres oxydes métalliques. Des précautions de fabrication sont prises pour éviter toute incidence de coloration.

- **Caractéristiques physiques et mécaniques**

Couleur (luminance L*)	Blanc L* 93	
2 h 40 < Début prise < 3 h 00	**classe 32,5 R**	**classe 42,5 PM**
Résistance mini à 1 jour	14 MPa	14 MPa
Résistance mini à 2 jours	21 MPa	24 MPa
Résistance mini à 28 jours	45 MPa	57 MPa

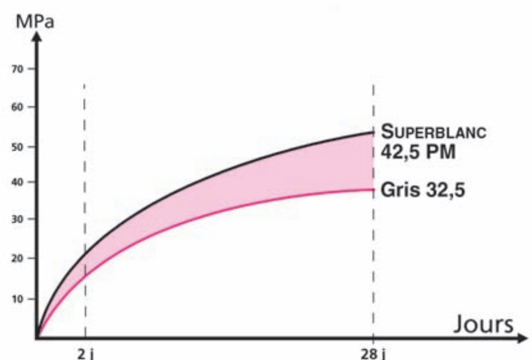


Fig. 8 : Courbes du ciment gris 32,5 et du Superblanc

3. Les bétons de structure

Ils concernent les ouvrages extérieurs et intérieurs au bâtiment (fondations, poteaux, poutres, planchers, etc.).

Ils sont utilisés sous forme de bétons prêts à l'emploi (BPE) ou fabriqués sur le chantier.

Ils sont soumis aux prescriptions de la norme européenne (NF EN 206-1).

Classes courantes d'exposition		
Aucun risque de corrosion ou d'attaque	**X0**	Béton non armé ne subissant aucune agression
Corrosion induite par la carbonatation Les aciers sont protégés par le ciment. Les composants hydratés du ciment se carbonatent dans le temps et le seuil de protection descend suivant l'humidité du milieu.	**XC1**	Béton armé sec (faible humidité de l'air ambiant)
	XC2 En France, assimilé à **XC1**	Humide, rarement sec Ouvrages : cas fréquent des fondations
	XC3 En France, assimilé à **XF1**	Humidité modérée Humidité de l'air ambiant moyenne ou élevée
	XC4 En France, assimilé à **XF1**	Alternance d'humidité et de séchage
Attaque gel/dégel (fig. 15)	**XF1**	Zone de gel faible ou modéré
	XF2	Zone de gel faible ou modéré + sels de déverglaçage
	XF3	Zone de gel sévère
	XF4	Zone de gel sévère + déverglaçage

Spécifications selon la classe d'exposition				
	X0	**XC1-XC2**	**XF1-XC3-XC4**	**XF2**
Rapport eau/liant effective /liant		**0,65**	**0,60**	**0,55**
Classe de résistance minimale		**C 20/25**	**C 25/30**	**C 25/30**
Teneur minimale en liant équivalent (kg/m³)	**150**	**260**	**280**	**300**
Teneur minimale en air entraîné (%)				**4**

Classes d'affaissement avec mesures au cône					
Classes	S1	S2	S3	S4	S5
Affaissement (mm)	10-40	50-90	100-150	160-210	≥ 220

La classe d'affaissement se détermine par l'essai de consistance qui consiste à mesurer l'affaissement d'un béton frais moulé par couches suivant un processus codifié dans un cône métallique (fig. 18).

Le démoulage est suivi de la mesure de l'affaissement du béton (fig. 19).

La norme est citée en référence dans les cahiers des charges et descriptifs des travaux de maisons individuelles.

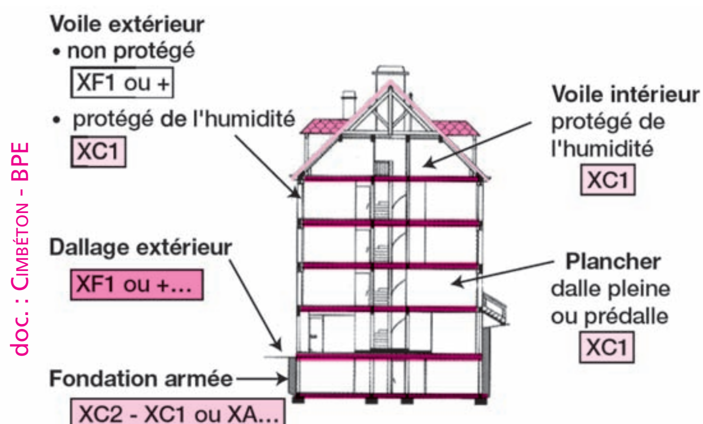
Elle contient des règles précises relatives à la spécification, la fabrication, la livraison et le contrôle de la conformité des bétons.

Béton à propriétés spécifiées (BPS)

Les propriétés requises sont spécifiées par le client-prescripteur au producteur de BPE qui est responsable de la fourniture d'un béton qui répond aux exigences formulées.

Les performances du béton sont garanties par le fournisseur de BPE :

- **classe d'exposition** (risque ou non de corrosion, humidité, gel) ;
- **résistance à la compression** à 28 jours d'âge sur cylindre ou sur cube avec exigence minimale suivant les classes d'exposition ;
- **consistance** par essai d'affaissement du béton frais ;
- **classe de chlorures** (symbole Cl) avec teneur en % ;
- **dimension maximale des granulats** (par exemple 12,5 mm, 20 mm ou 22,4 mm).



Pour les bétons ne subissant aucune agression, non armés ou faiblement armés et avec un enrobage d'au moins 5 cm : XO.

Fig. 9 : Classes d'exposition suivant les ouvrages et l'environnement

Exemples de désignation

Béton BPS pour des semelles filantes	
Classe d'exposition	XC1
Classe de résistance sur cylindre	C 25
Classe de consistance	S 3
Classe de chlorures	Cl 0,40
Dimension maximale du granulat mm	20

Béton à composition prescrite (BCP)

C'est un béton pour lequel la composition et les constituants à utiliser sont indiqués par le client-prescripteur disposant d'une réelle compétence dans la formulation du béton. **La responsabilité incombe à l'utilisateur**.

Les bétons à composition prescrite sont rarement fabriqués par des centrales de BPE, mais plutôt sur des chantiers d'envergure.

Ils n'entrent pas dans le cadre des travaux courants en maison individuelle.

4. Carbonatation des bétons et corrosion des aciers

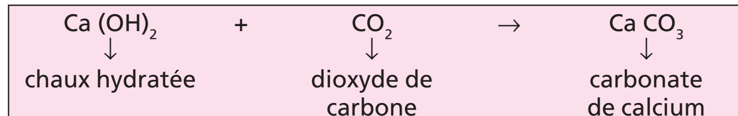
La norme béton

La récente norme béton (NF EN 206-1) tient compte, dans les classes courantes d'exposition, de la corrosion induite par la carbonatation.

Les conditions d'humidité définissent quatre classes d'exposition.
XC1 : sec et humide en permanence ;
XC2 : rarement sec avec mêmes exigences minimales que XC1 ;
XC3 : humidité modérée avec mêmes exigences que XC1 ;
XC4 : alternance humidité et séchage avec exigences XC1.

Causes et mécanisme de la carbonatation

La carbonatation des ciments est due à la réaction chimique de la chaux hydratée, libérée lors de la prise, avec le dioxyde de carbone.



$Ca(OH)_2$	+	CO_2	→	$CaCO_3$
↓		↓		↓
chaux hydratée		dioxyde de carbone		carbonate de calcium

La conséquence directe de cette réaction est la diminution du pH du béton et les risques d'oxydation des armatures.

pH : potentiel hydrogène indicateur, sur une échelle de 0 à 14, du caractère acide ou basique d'une solution.

Le béton, un milieu basique

Le béton est un milieu basique (pH élevé, égal à 12 ou 13) qui protège les aciers contre la corrosion (rouille et gonflement).

Lorsque le pH diminue sous l'effet de la carbonatation, les aciers peuvent s'oxyder avec un **pH < 9**.



Fig. 10 : Variation du pH et risque de corrosion si pH < 9

La rouille développe un volume plus important que celui de l'acier (de 6 à 10 fois le volume apparent) et elle crée une contrainte de traction qui provoque l'éclatement du béton d'enrobage.

La vitesse de carbonatation

La vitesse de carbonatation dépend de :

- la porosité du béton qui varie suivant :
  - la nature du liant et sa finesse,
  - le dosage en ciment,
  - le rapport eau/ciment (E/C) ;
- la compacité lors de la mise en œuvre par vibration ou non ;
- l'humidité du milieu ambiant ;
- l'épaisseur d'enrobage ou de la gaine de béton autour de l'acier.

La carbonatation du béton est un phénomène lent, non linéaire, et qui se ralentit avec le temps. À titre indicatif, un béton courant présente une profondeur de carbonatation de 25 mm au bout de 25 ans dans un milieu ambiant humide sans excès de classe XC1.

Les armatures

Elles sont d'autant mieux protégées par un ciment qui contient peu de sulfate et peu de chlorure, comme cela est prescrit par la norme, si elles sont bien enrobées par un béton plastique, compact, homogène. Les prescriptions d'enrobage minimal et celles de bétonnage correct, en fonction du diamètre des barres et du diamètre du plus gros granulat, doivent être respectées.

Il est important de signaler que si les dégâts causés par la carbonatation affectent les bétons des ouvrages classiques des façades (nez des dallages, poteaux, chaînages, poutres), ceux causés dans le domaine beaucoup moins visible des fondations demeurent aussi importants pour la pérennité des ouvrages enterrés.

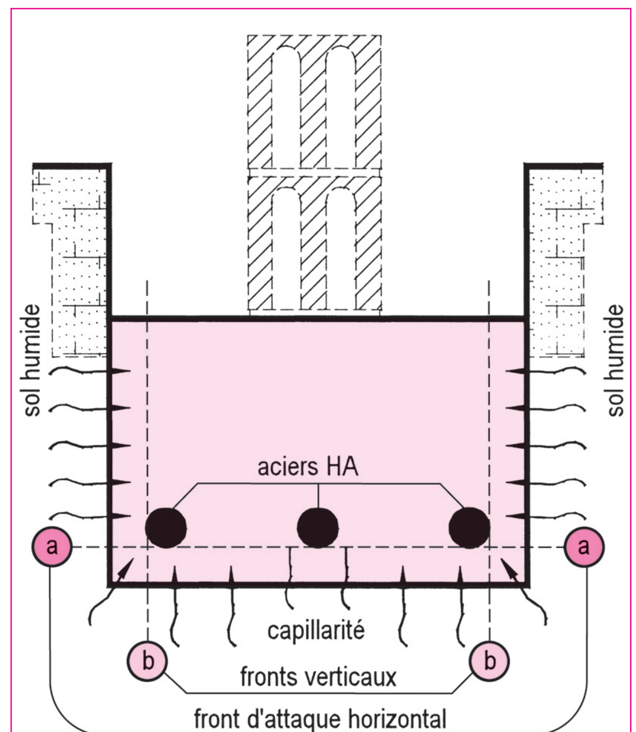


Fig. 11 : Semelle de fondation

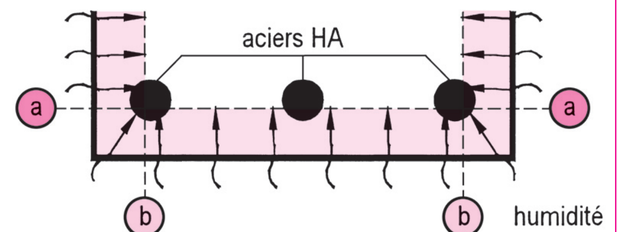


Fig. 12 : La carbonatation progresse vers l'acier

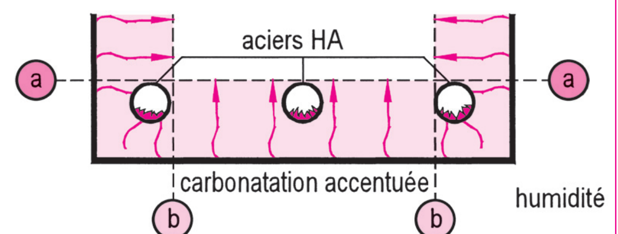


Fig. 13 : Début de corrosion et fines fissurations

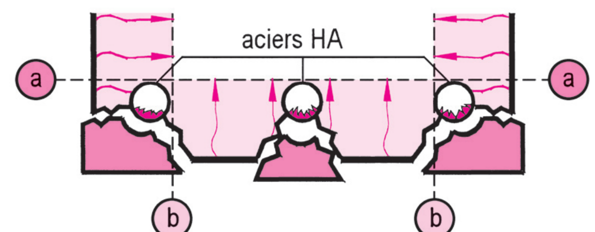


Fig. 14 : Oxydation de l'acier → gonflement → éclats

Enrobages minimaux des aciers

La distance aux parements est au moins égale à :

- **1 cm** en local couvert sans risque de condensation ;
- **3 cm** en cas de parois soumises à des condensations, à des intempéries ;
- **5 cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou à des milieux agressifs (cas des fondations).

5. Attaque par alternance gel et dégel

Les classes d'exposition

Les classes d'exposition de type **XF** s'appliquent lorsque le béton est soumis à des cycles de gel et de dégel alors qu'il est mouillé.

La norme établit un classement des zones de gel en France suivant un classement en trois catégories (fig. 15).

Le froid augmente la durée de prise du ciment et retarde le durcissement du béton. Le temps de prise est de 6 h à 5 °C, 3 h à 20 °C et 1 h à 50 °C.

Le risque de gel sur un béton frais se fait sentir dès que la température est inférieure à – 5 °C en tenant compte de la chaleur d'hydratation du liant.

Les précautions à prendre par temps de gel

Les précautions à prendre sont les suivantes :

- utiliser un ciment ayant une résistance à court terme élevée de classe 32,5 R ou 52,5 R ;
- choisir un adjuvant approprié à dosage prévu par le fabricant :
  - **superplastifiants réducteurs d'eau de gâchage**. Ces plastifiants sont à base de silice fossile, d'argile colloïdale et d'acétate de polyvinyle. La plage de dosage est de 0,3 à 0,6 l pour 100 kg de ciment. Ils sont aussi recommandés pour le transport du béton à la pompe ;
  - **entraîneurs d'air**. Ils introduisent dans le béton des bulles dont la granulométrie est de l'ordre du micron (1 µm ou 1 mm/1 000), espacées de 100 à 200 µm. La dose est très faible : 0,05 à 0,3 l pour 100 kg de ciment. Les bulles formées lubrifient le béton frais et créent des coupures dans les réseaux capillaires. Elles favorisent une meilleure ouvrabilité, une réduction de la quantité d'eau, une compacité accrue et une meilleure protection au gel ;
  - **antigels accélérateurs liquides**.

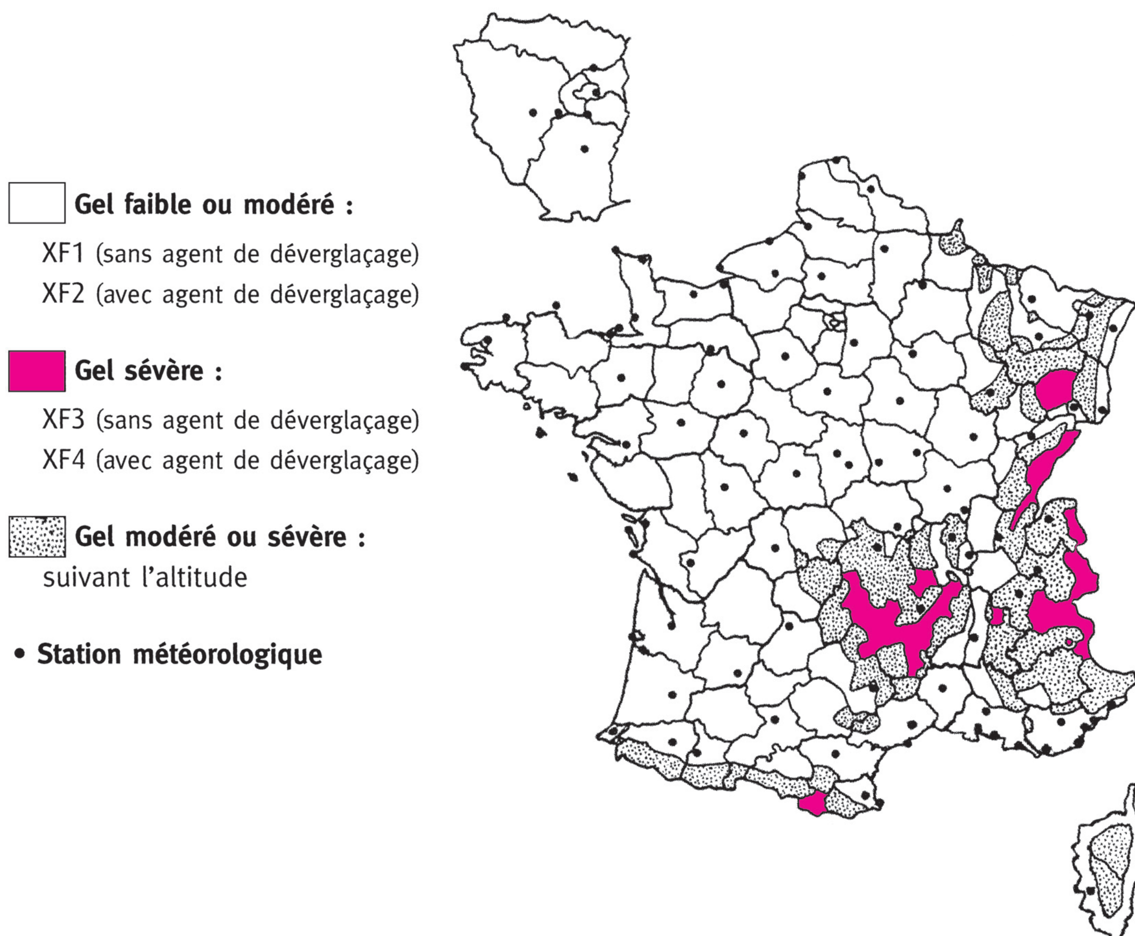
Le coulage du béton par temps froid doit s'accompagner des précautions suivantes :

- utiliser un ciment à forte chaleur d'hydratation (CEM II / A 55 R) plutôt que des ciments avec ajouts ;
- éviter les dosages en ciment inférieurs à 350 kg/m^3 ;
- utiliser de l'eau de gâchage à une température minimale de 10 °C et des granulats non gelés en surface ;
- protéger les bétons après la mise en œuvre.

6. Classes particulières d'exposition

Ces classes correspondent à une corrosion induite par des chlorures et une attaque d'armatures. Elles correspondent à des expositions spécifiques pour des ouvrages exposés à l'eau de mer ou des milieux chimiquement agressifs (air marin, sols).

Origine	Classes d'exposition	Notation
Corrosion induite par des chlorures présents dans l'eau de mer	Ouvrages exposés à l'air salin, mais pas en contact avec l'eau de mer (exemple : littoral atlantique et structures à moins de 1 km de la côte)	XS1
	Ouvrages immergés en permanence	XS2
	Ouvrages en zone de marnage ou soumise à des projections	XS3
Corrosion induite par des chlorures sans origine marine	Humidité modérée	XD1
	Humide, rarement sec	XD2
	Alternance humidité et séchage	XD3
Attaque chimique : sols pollués, eaux de surface ou souterraines	Environnement à faible agressivité chimique	XA1
	– à agressivité chimique modérée	XA2
	– à forte agressivité chimique	XA3



7. Exigences minimales pour les bétons

Tableau des exigences minimales

Classe d'exposition (fig. 16)		Classe de résistance minimale MPa	Teneur minimale en liant équivalent kg/m³	Rapport eau/liant effective	Teneur en air
Sans risque	XO	-	150		-
Risque de carbonatation	XC1 XC2	C 20/25	260	0,65	-
Gel/dégel	XF1	C 25/30	280	0,60	-
Risque de carbonatation	XC3 XC4				
Chlorures non marins	XD1				
Gel/dégel	XF2	C 25/30	300	0,55	≥ 4%
	XF3	C 30/37	315	0,55	≥ 4%
	XF4	C 30/37	340	0,45	≥ 4%
Chlorures marins	XS1 XS2	C 30/37	330	0,55	-
	XS3	C 35/45	350	0,50	-
Chlorures non marins	XD2	C 30/37	330	0,55	-
	XD3	C 35/45	350	0,50	-
Attaques chimiques	XA1	C 30/37	330	0,55	-
	XA2	C 35/45	350	0,50	-
	XA3	C 40/50	385	0,45	-

Commande de béton BPE

Les bétons à propriétés spécifiées (BPS) sont des bétons pour lesquels les propriétés requises sont précisées par le prescripteur (entreprise) au producteur de BPE.

Commande de béton BPE

Les spécifications de base sont les suivantes :
- conformité à la norme CE/NF ;
- classe d'exposition ;
- classe de résistance à la compression ;
- classe de consistance ;
- classe de chlorures ;
- choix du diamètre maximal des granulats.

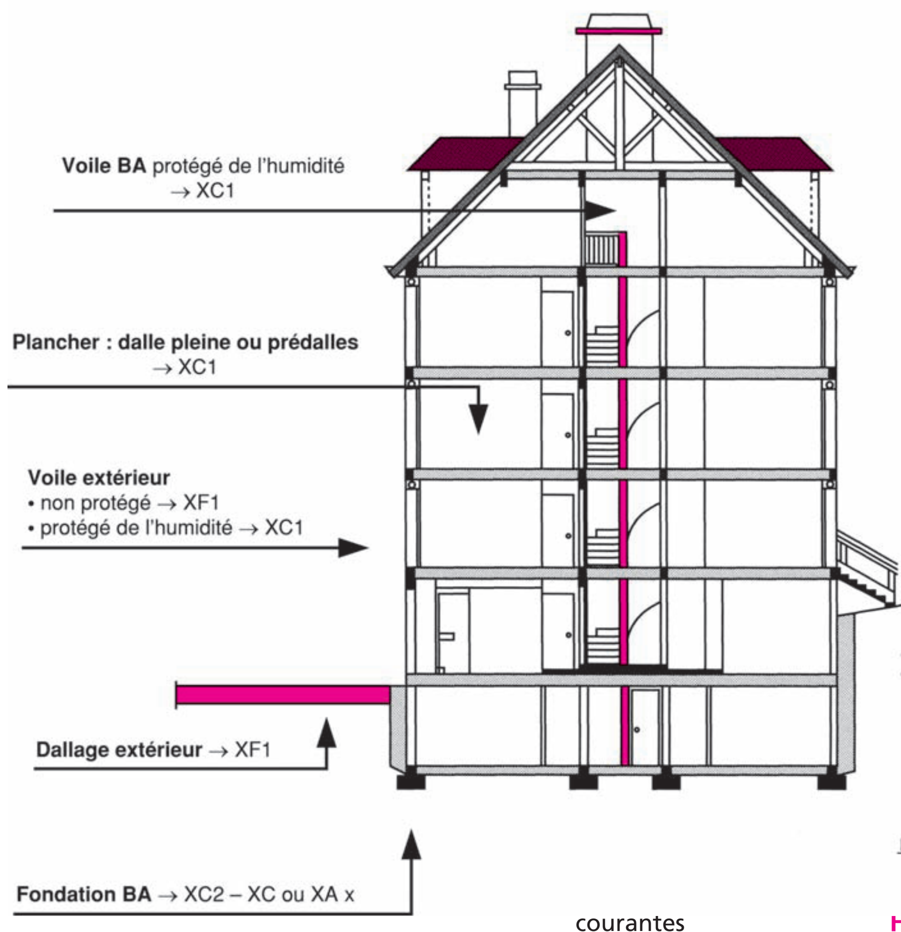
Le producteur de BPE est responsable de fournir un béton satisfaisant à ces exigences.

Exemples de classes granulaires suivant les carrières :

5 à 11 mm, 8 à 16 mm, 10 à 20 mm,
11,2 à 22,4 mm, 14 à 20 mm.

Rappels des spécifications suivant les classes d'exposition

Classe d'exposition	XO	XC1 XC2	XF1 XC3 XC4	XF2
Classe de résistance	-	C 20/25	C 25/30	C 25/30
Rapport : *eaulliant équivalent*	-	0,65	0,60	0,55
Teneur minimale en ciment	150	260	280	300
Teneur minimale en air entraîné (%)	-	-	-	4



courantes

Exemples :

Semelles filantes et longrines
Classe d'exposition : XC2
Béton C20/25
E/C max : 0,65
Affaissement au cône : S3
Granulat max : 20 mm

Plots ou puits
Classe d'exposition : XC2, XD1
Béton C 25/30
Dosage minimal
E/C max : 0,60
Affaissement au cône : S2
Granulat max : 22,4 mm

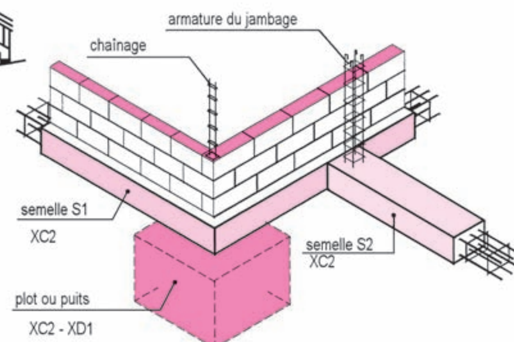


Fig. 17 : Fondations par semelles ou longrines

Fondations	**Classes habituelles**
• Semelles filantes • Semelles isolées • Plots bétonnés • Puits • Longrines	• **de résistance**: C 20/25, C 25/30, C 30/37 • **d'exposition**: XC2, XF1 • **d'affaissement au cône**: S2, S3, S4 • **de chlorures**: Cl = 0,40 % • **diamètre max du granulat**: 12,5 mm, 20 mm, 22,4 mm **Le ciment utilisé** sera de type CEM II/A ou B, avec complément L, S, D, V, P, etc. Classe du liant: 32,5 N ou 32,5 R Dosages moyens: 260 à 330 kg/m³
Dalles et planchers	**Classes habituelles**
• Dallages sur terre-plein (dalle d'ép. ≥ 12 cm) • Dalles de compression de plancher avec poutrelles et entrevous • Dalles pleines de balcon ou de terrasse • Prédalles BA ou béton précontraint	• **de résistance**: C 25/30, C30/37 • **d'exposition**: XC1, et éventuellement XF2 à XF4 • **d'affaissement au cône**: S3, S4 • **de chlorures**: Cl = 0,40 % • **diamètre max du granulat**: – 8 à 10 mm pour une dalle de compression d'ép. 5 cm – 12,5 mm pour une dalle pleine d'ép. 10 cm – 20 mm pour dalle d'ép. > 10 cm • Suivant condition de bétonnage correct **Le ciment utilisé** sera de type CEM II/A ou B avec complément L, S, D, V, P, etc. Classe du liant: 32,5 N, 32,5 R ou 52,5 N ou R Dosages moyens: 300 à 350 kg/m³ + adjuvants

► Mesure de la consistance du béton au cône d'Abrams

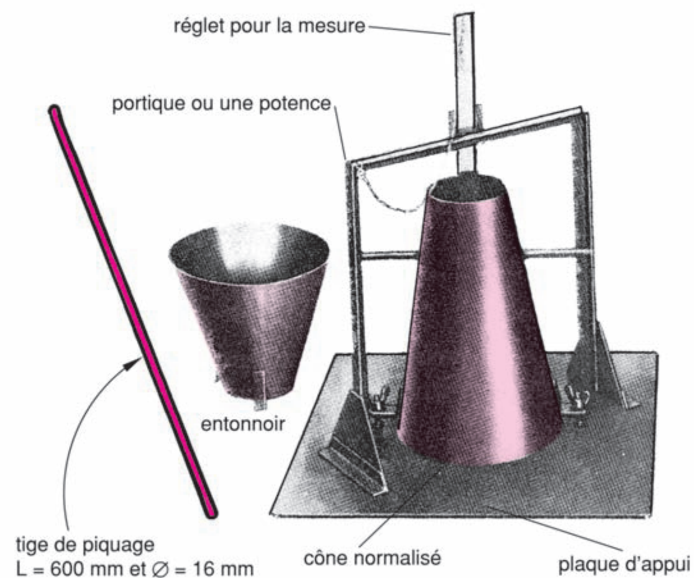


Fig. 18 : Cône d'Abrams

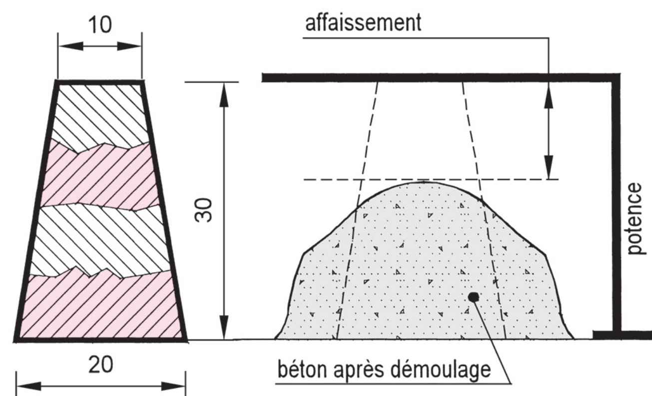


Fig. 19 : Principe de la mesure

Le moule tronconique est rempli en 4 fois avec le béton tassé par piquage, arasé puis démoulé.

Classe	Affaissement (mm)
S1	10 à 40
S2	50 à 90
S3	100 à 150
S4	160 à 210
S5	≥ 220

► Exemples pratiques de composition de bétons courants de chantier

Les exemples qui suivent sont issus des abaques G. Dreux pour réaliser un béton de chantier à la bétonnière:

- ouvrages courants en béton armé (semelles, poutres, etc.);
- classe du ciment 32,5;
- affaissement au cône **S2** (50 à 90 mm).

Le dosage en eau est indicatif, il dépend:

- du degré d'humidité des granulats;
- de l'addition ou non d'un adjuvant plastifiant, d'un entraîneur d'air ou d'un réducteur d'eau;
- du mode de vibration (règle ou aiguille vibrante).

Résistance en compression f_{c28} en MPa	Dosage en ciment, en sable et en gravillon pour 1 m³ de béton					
	Ciment	Sable 0/5		Gravillon 5/12,5		Eau
	(kg)	(dm³)	(kg)	(dm³)	(kg)	(l)
25	330	600	930	720	1 044	160
30	380	570	884	735	1 065	160

9. Bon de livraison de BPE et ses indications

Raison sociale du fabricant BPE Nom de société Coordonnées (adresse, etc.) n° Siret	Norme béton NF EN 206-1	**La responsabilité du choix de la classe d'exposition incombe au client-prescripteur.** Les bétons à propriétés spécifiées (BPS) sont les produits principalement commercialisés par le BPE.

Centrale	Date	Bon de livraison n° : Quantité de béton : Camion n° : Chauffeur : Bon de commande n° :
Nom du client	Adresse	
Chantier	Adresse et zone	
Commande n°	Voyage	
Cube commandé	Cube livré	Reste à livrer : .... m³
Code béton de la centrale	Appellation commerciale : **BPS C25/30 42.5 PM XF1 D 20 S3**	

Béton	Désignation du béton	BPS Béton à propriétés spécifiées	Certification NF EN 206-1
	Classe d'exposition (1)	XF1, XC3, XC4	
	Résistance caractéristique	Classe de résistance à la compression sur cylindre/sur cube : **C 25/30**	
	Ciment (C) Additions (A) (3)	CEM II / A-V 42,5 PM CP2 Usine productrice du ciment Adjuvants : nature et dosage	Dosage (C + kA) (4) Dosage mini en ciment : 300 kg/m³ Type : P/RE Dosage : 0,40
	Granularité	D : 0/20	
	Consistance	S3 correspondant à 100-150 mm d'affaissement au cône	
	Classe de chlorures (Cl %)	Teneur en pourcentage de masse d'ions chlorure rapportée à la masse de ciment Cl : 0,40 %	

Heures	1re gâchée	Arrivée sur chantier		Déchargement		Départ chantier	Retour centrale	Attente	Temps rotation
		Convenue	Réelle	Début	Fin				
	9:30	10:00	9:45	9:45	10:15	10:15	10:30		
Quantité m³ béton déversé	(a) avec tapis = 7 m³					(b) avec goulotte =			

Ajout d'eau à la demande du client		Nom du client :
Nombre de litres :	Signature client :	Livraison réceptionnée le :
Le producteur dégage toute responsabilité		Signature :

(1) **La classe d'exposition** X0 ne peut convenir qu'en cas de non-exposition du béton à l'humidité, au gel ou à tout autre milieu agressif.

(2) **Notation usuelle** : béton non armé NA, armé BA ou précontraint BP.

(3) **Additions** : calcaires L, cendres volantes V, cendres volantes humides VH, additions siliceuses U, laitiers moulus S, fumées de silice D.

(4) **Coefficient k** d'une addition limitée en % du liant.

Codes des adjuvants

- Accélérateur de prise : Ap
- Accélérateur de durcissement : Ad
- Superplastifiant haut réducteur d'eau : F/Hr
- Superplastifiant retardateur de prise : F/Rp
- Hydrofuge de masse : H
- Entraîneur d'air : E
- Plastifiant réducteur d'eau : P/Re



Fig. 20 : Bétonnière portée et tapis à béton

Caractéristiques du tapis à béton et des bétonnières portées

Portée maximale	11,50 m
Hauteur max. d'acheminement	7,50 m
Profondeur max. d'acheminement	4,00 m
Débit	45 - 70 m³/h
Vitesse de la bande	3,5 m/s
Largeur de la bande	360 mm
Capacité des bétonnières portées	7,8 et 9 m³

Béton autoplaçant (BAP)	Abréviation : BAP
C'est un **béton très fluide**, homogène et stable, mis en œuvre sans vibration. **La compacité** s'obtient par le seul effet gravitaire. **Les résistances et la durabilité** sont équivalentes à celles des bétons traditionnels et conformes à la norme des BPE.	Ce genre de béton est surtout utilisé pour le remplissage en pleine masse des fondations par semelles filantes des maisons. Exemples de produits : • Agilia Mi Fondations (Béton Lafarge) ; • Isyfond (Unibéton-Bâtiment).
Caractéristiques du BAP	
• Classe de résistance	C 20/25
• Classe d'exposition	XC1, XC2 et éventuellement XF2 à XF4
• Classe d'affaissement au cône	S5 : étalement généralement supérieur à 600 mm
• Classe de chlorures	Cl = 0,40 %
• Diamètre max. du granulat	12,5 ou 20 mm

Béton autonivelant (BAN)	Abréviation : BAN
• Il est surtout utilisé dans le cas de coulages horizontaux de faible épaisseur (< 200 mm). • Il est autonivelant grâce à sa fluidité et permet la suppression de la vibration. • Il permet un très bon enrobage des aciers qui doivent être calés.	**Domaines d'utilisation :** • dallages sur terre-plein d'une épaisseur de 12 cm ; • dalles de compression des planchers ; • balcons ou terrasses avec dalle en béton armé. Produits du commerce : • Agilia Mi d&p de Lafarge Bétons ; • Isyplan de Unibéton.
Caractéristiques du BAN	
• Classe de résistance	C 25/30
• Classe d'exposition	XC1, XC2 et éventuellement XF2 à XF4
• Classe d'affaissement au cône	S5 : étalement généralement supérieur à 600 mm
• Classe de chlorures	Cl = 0,40 %
• Diamètre max. du granulat	8, 10, 12,5 ou 20 mm suivant l'épaisseur de la dalle

Précautions et points de vue du fabricant	
Précautions	**Points de vue du fabricant**
– Ne pas faire d'ajout d'eau ou d'autre produit sur le chantier.	La composition des bétons et le dosage des adjuvants sont confidentiels.
– Vérifier l'étanchéité des coffrages et la fixation des réservations.	En cas de forte pluie, protéger la surface par un film.
– Niveler à l'aide d'une barre débulleuse en 2 passages croisés. (cf. fig. 26)	Propriété de fluidité sans ségrégation, mais béton non adapté pour surface en pente.
– Pulvériser un produit de finition pour la protection et favoriser le durcissement en surface. (cf. fig. 29)	Béton autonivelant qui permet la suppression de la vibration et la rapidité du coulage.

Propriétés des bétons autonivelants

Ils doivent présenter, à l'état frais, des propriétés **d'ouvrabilité sans utiliser de moyens de vibration**.

L'objectif est d'obtenir une grande fluidité du béton sans ségrégation et sans diminution de la résistance mécanique.

La consistance est très fluide, avec un affaissement > 22 cm au cône d'Abrams ou encore un étalement de 60 cm obtenu au bout d'une minute.

Ils sont caractérisés par la présence d'éléments fins :

- quantité de sable par m³ supérieure à celle des bétons courants ;
- ajouts de fins calcaires ou de cendres volantes.

L'incorporation d'agents colloïdaux augmente la stabilité des bétons et évite la ségrégation, mais elle accroît la demande en eau d'où la nécessité d'utiliser des superplastifiants réducteurs d'eau.

Mécanismes d'action par défloculation des grains de ciment par utilisation d'un fluidifiant et résultats :

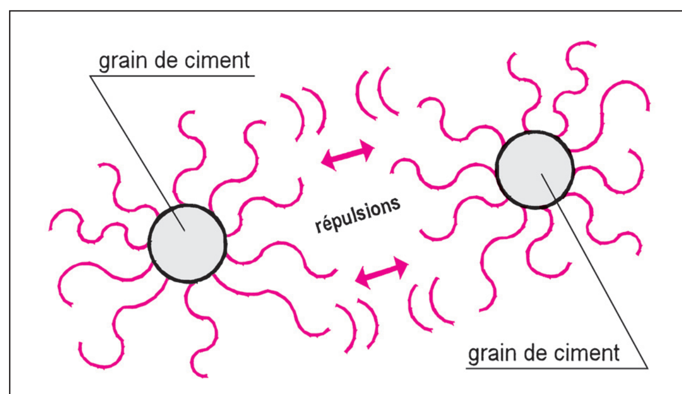


Fig. 21 : Représentation de la défloculation des grains de ciment

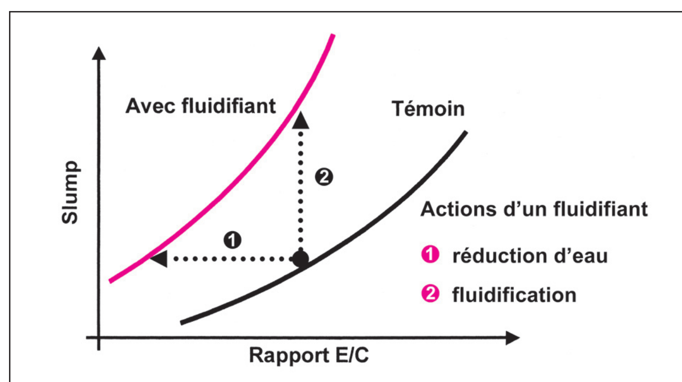


Fig. 22 : La défloculation permet une réduction d'eau en favorisant l'ouvrabilité

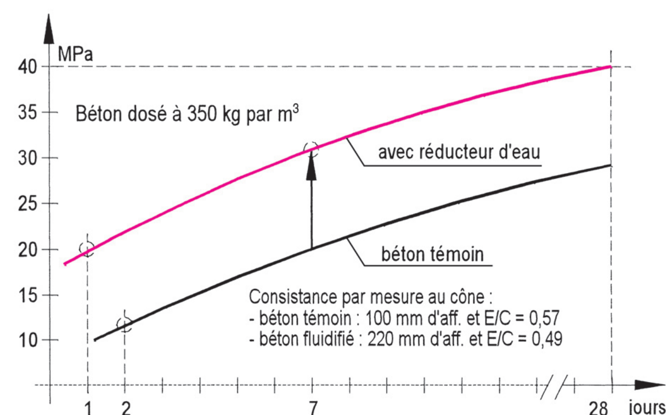
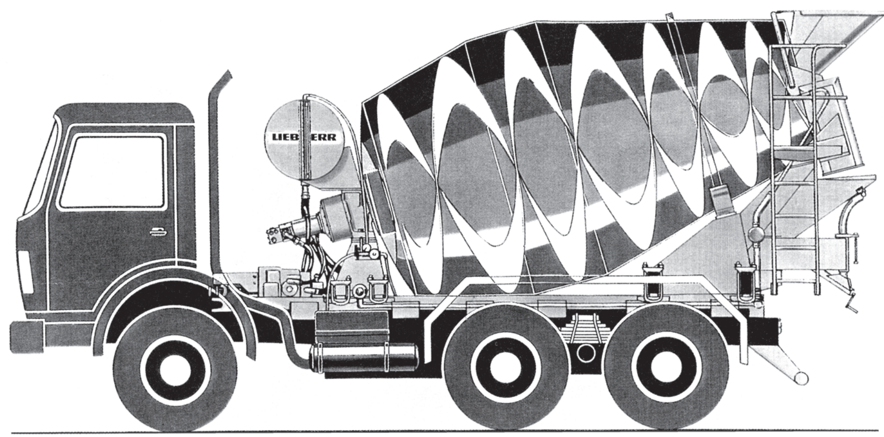


Fig. 23 : Courbes de résistance fonction du temps

11. Coulage d'une dalle sur terre-plein avec un béton autonivelant



① isolant PSE d'ép 60 mm + film étanche

② treillis soudé à mailles 150x150 mm et diamètres 7mm dans chaque sens

③ amenée du béton type BAN -- C 25/30 par goulotte et rallonges de demi-tubes à emboîtement jusqu'à 5 ou 6 m

④ galette de béton fluide étalé à la raclette

⑤ béton nivelé et lissé à la barre de répartition

⑥ béton d'ép mini 120 mm

Fig. 24 : Cuve tournante inclinée à 15° avec pales en hélices formant une vis Le sens inverse de rotation permet l'évacuation du béton



Fig. 25 : Simple déversement par goulotte et rallonges

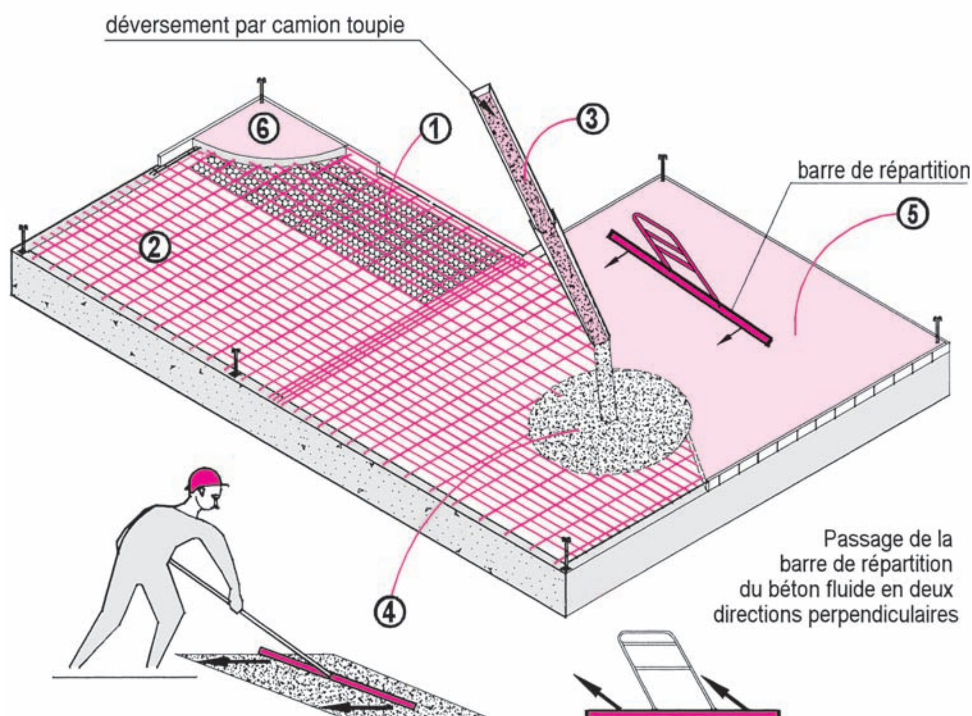


Fig. 26 : Schéma de mise en œuvre avec livraison du béton par camion toupie





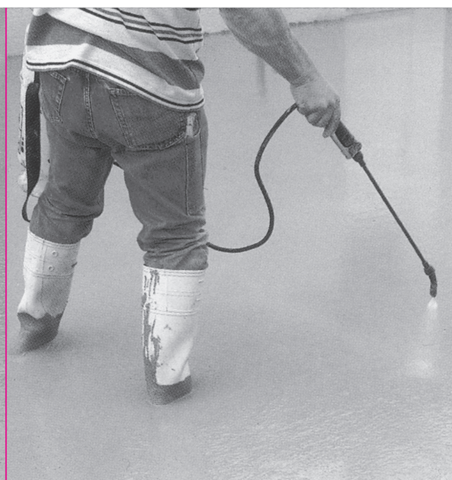


Fig. 27 : Coulage

Fig. 28 : Passage de la barre

Fig. 29 : Pulvérisation du Fin'Agilia Pa

doc. : Lafarge Bétons

Chapitre 3

Aciers en barres et en treillis soudés

1. Éléments porteurs en béton armé et caractères mécaniques des aciers

Les éléments porteurs en béton armé

Les armatures sont présentes dans tous les éléments porteurs en béton armé. Il s'agit des semelles, des poteaux, des poutres, des dalles et des planchers, etc.

Le maître d'œuvre confie au bureau d'études béton armé la mission de concevoir et d'analyser la structure en béton armé du bâtiment.

Le bureau d'études a pour fonction :

- d'effectuer une **notice de calcul** ;
- d'établir les **plans d'armatures** avec les renseignements techniques indispensables relatifs à l'exécution des ouvrages.

Caractères mécaniques garantis des aciers

Barres et treillis soudés					
	Barre lisse		Barre à haute adhérence		Treillis soudé
Symbole	∅		HA		TS
Limite d'élasticité (MPa)	215	235	400	500	500
Résistance à la rupture (MPa)	≥ 230	≥ 410	≥ 480	≥ 550	≥ 550
Allongement de rupture	22 %	25 %	14 %	12 %	8 %

2. Caractéristiques des aciers en barres pour le béton armé

Diamètre nominal (mm)	Section des aciers (cm²)									Masse (kg/m)
	Nombre de barres									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
5	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	0,395
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	1,208
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853

Pour une utilisation en maison individuelle, les barres sont en général d'une longueur de 6 ou 12 m.

Repérage et désignation des armatures sur les plans d'exécution (fig. 1 et 2)

Repère de l'armature	Nombre par lit	Nuance HA ou Ø	Diamètre (mm)	Nombre par élément	Nombre d'éléments	Espacement s_t (cm)	Longueur de coupe (cm)	Détail façonnage	Tableau récapitulatif
4	2	HA	14	2	1	/	579	Dessin de forme de la barre	Il facilite : • le quantitatif des aciers par diamètre pour la commande ; • l'exécution pour le débit et le façonnage des barres sur chantier ou en atelier.
7	/	HA	6	37	1	S_t non constant et indiqué sur le dessin	109	Dessin de l'armature transversale (cadre)	

Exemple de plan de ferraillage de la poutre-longrine L1

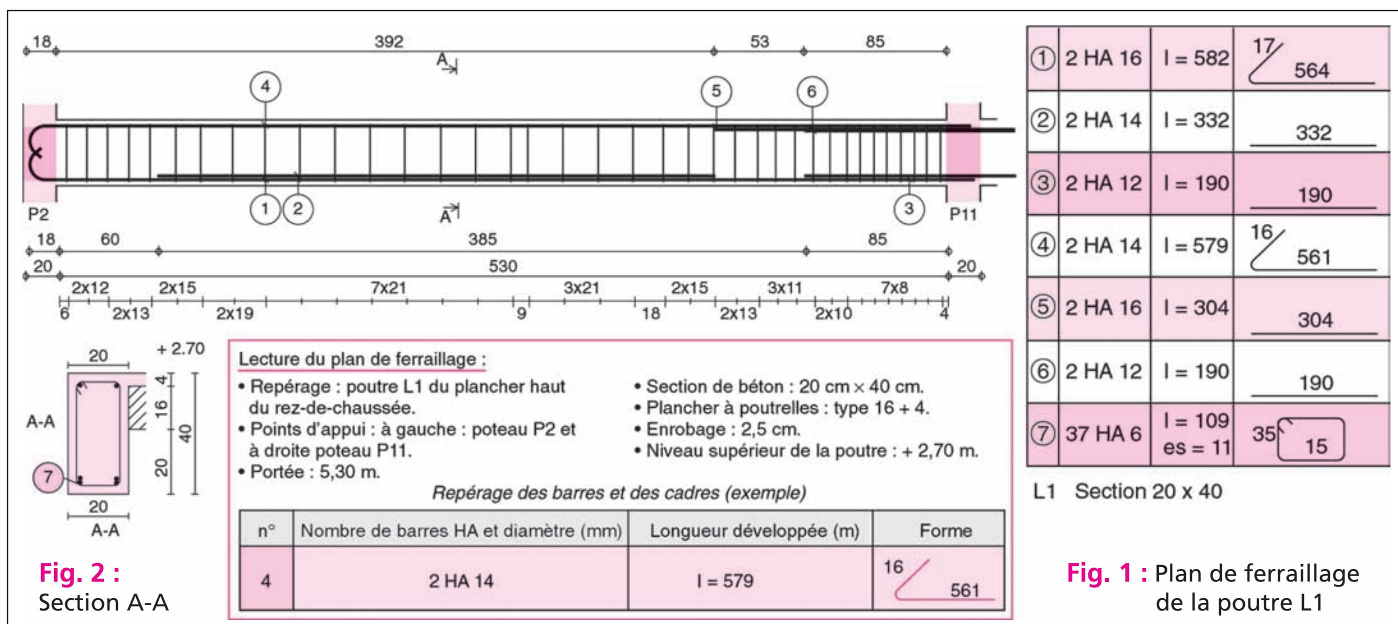


Fig. 2 : Section A-A

Fig. 1 : Plan de ferraillage de la poutre L1

Exemple de plan de ferraillage d'un poteau

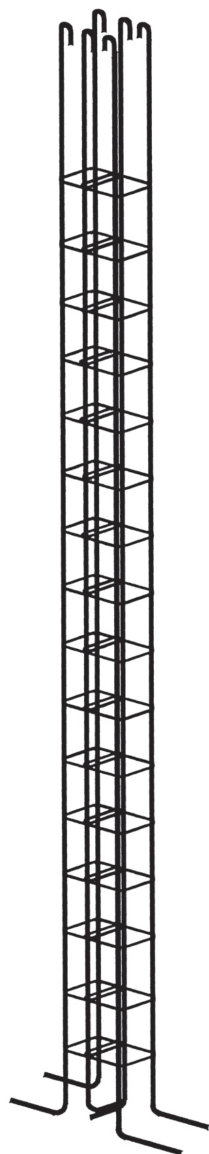


Fig. 3 : Vue perspective du poteau et de son ancrage

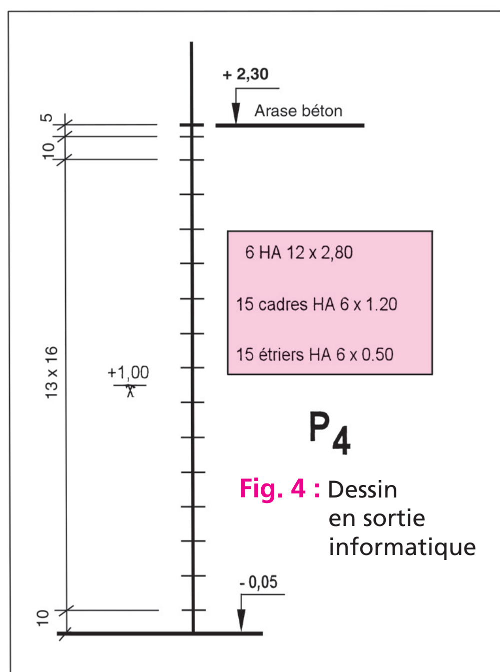


Fig. 4 : Dessin en sortie informatique

- Repère du poteau : P4
- Greffe sur le poteau P2
- Section du poteau P4 : 25cm x 40 cm
- Hauteur d'arase : 2,30 m au-dessus du sol fini
- Aciers principaux : 6 HA de 12 mm de diamètre
- Cadres:
  15 cadres de diamètre 6 mm
  1er cadre positionné à 10 cm du bas
  13 espacements de 16 cm
  1 espacement de 10 cm en tête
- Etriers : diamètre et espacements identiques
- Trois cadres disposés sur la longueur du recouvrement
- Longueur du recouvrement > 30 fois le diamètre
  soit > 30 x 1,2 cm = 36 cm

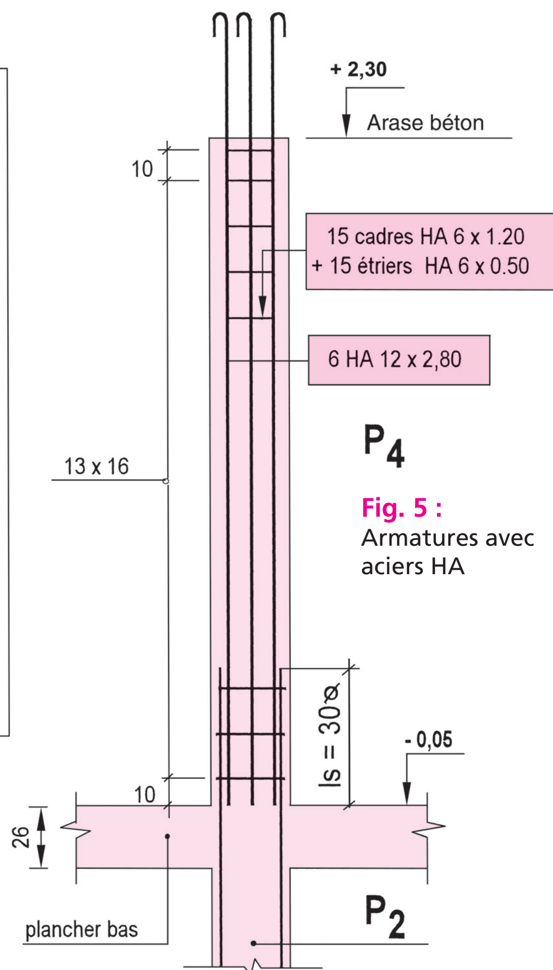
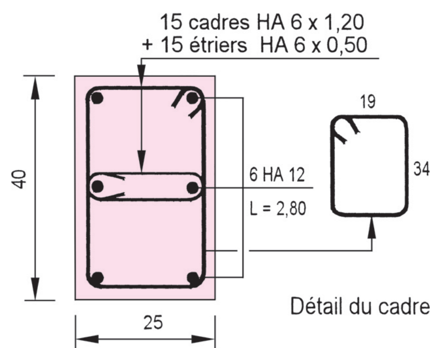


Fig. 5 : Armatures avec aciers HA



Section du poteau P4

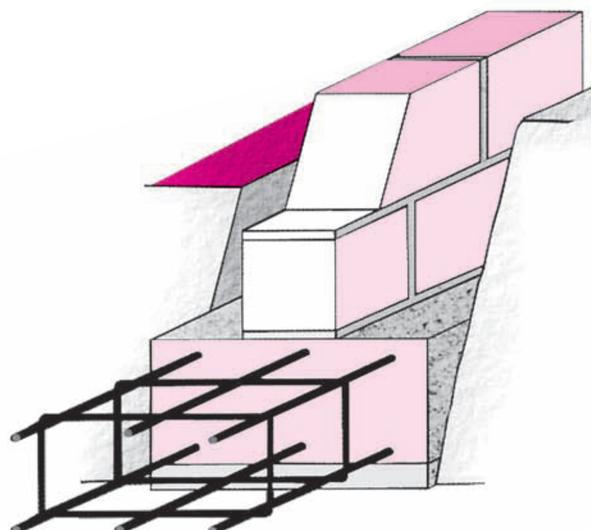
Choix d'armatures de semelles filantes renforcées

Semelles renforcées 6 et 8 filants
Sols homogènes peu compressibles,
chaînages de fondation renforcés en 2 nappes

Charge à l'état limite de service (ELS) $P_{ser} = G + Q$

Section	Désignation Réf. b-h	Section béton B x H (cm)	Ø ① (mm)	Charges admissibles Pser (daN/ml) aux ELS — Contraintes admissibles sol (daN/cm²) aux ELS 1	1,5	2
h, b, ①	ELS 35-15	45 x 25	6 Ø 8	4 500	6 750	9 000
	ELS 45-20	55 x 30	6 Ø 8	5 500	8 250	11 000
h, b, ①	PPS 55-20	65 x 30	8 Ø 10	6 500	9 750	10 200
	PPS 65-20	75 x 30	8 Ø 10	7 500	11 250	11 600

Longueur standard 6m



3. Armatures préfabriquées par travaux courants

- Les aciers utilisés sont à haute adhérence (HA) de nuance Fe E 500.
- Les dimensions des éléments préfabriqués complets ou accessoires sont indiquées.
- Les indications données précisent :
  – le nombre et le diamètre des filants ;
  – les diamètres et les espacements des cadres, des étriers, des barrettes.

TYPES	MODÈLES Réf. b - h cm	COMPOSITION Filants Nb. ø (mm)	COMPOSITION Cadres ø (mm) e (cm)	SECTION BÉTON (cm) B x H	ZONE sismique	UTILISATIONS

SF semelles filantes

Longueur standard 6 m

Types	Modèles	Filants	Cadres	Section béton	Zone sismique	Utilisations
h, b	F.PS 35-15 F.PS 45-25	6 ø 8 6 ø 8	ø 5 e 15 ø 5 e 15	45 x 25 55 x 30	1 A 1 A	Dimensionnement suivant règles DTU 13-12 en vigueur

Les semelles F.PS sont également disponibles, sur demande, en 6 ø 10 et 6 ø 12, pour les zones 1B et 2 respectivement.

CH chaînages horizontaux

Longueur standard 6 m

Types	Modèles	Filants	Cadres	Section béton	Zone sismique	Utilisations
h, b	C.PS 8-12 C.PS 8-15 C.PS 8-20	4 ø 8 4 ø 8 4 ø 8	5 e 15 5 e 15 5 e 15	15 x 16 15 x 20 15 x 24	1 A 1 A 1 A	Planchers ép. 16 ou blocs "U" Planchers ép. 20 ou 21 Planchers ép. 24 ou 25

Les chaînages C.PS sont également disponibles, sur demande, en 4 ø 10 et 4 ø 12, pour les zones 1B et 2 respectivement.

CV chaînages verticaux

Longueur standard 6 m

Types	Modèles	Filants	Cadres	Section béton	Zone sismique	Utilisations
h, b	C.PS 8-8 C.PS 10-10 C. PS 10-15 C. PS 15-15	4 ø 8 4 ø 8 4 ø 8 4 ø 8	ø 5 e 15 ø 5 e 15 ø 5 e 15 ø 5 e 15	12 x 12 15 x 15 15 x 20 20 x 20	1 A 1 A 1 A 1 A	Blocs d'angles Chaînages coffrés Chaînages coffrés Chaînages coffrés
h, b	C.PS 4-10 C.PS 4-12 C.PS 4-15	2 ø 12 2 ø 12 2 ø 12	ø 5 e 30 ø 5 e 30 ø 5 e 30	12 x 12 10 x 15 10 x 20	1 A 1 A 1 A	Chaînages intermédiaires Blocs d'angles Coffrés Coffrés

Les chaînages C.PS sont également disponibles, sur demande, en 4 ø 10 et 4 ø 12, pour les zones 1B et 2 respectivement.

RO renforts d'ouvertures — CR chaînages rampants

Longueur standard 6 m

Types	Modèles	Filants	Cadres	Section béton	Zone sismique	Utilisations
h, b	CH 4-10 CH 4-12 CH 4-15	2 ø 10 2 ø 10 2 ø 10	ø 5 e 40 ø 5 e 40 ø 5 e 40	8 x 15 8 x 16 8 x 20	1 A 1 B 1 A 1 B 1 A 1 B	Blocs d'angles ou précadres Précadres ou coffrés Précadres ou coffrés
h	Réf. h/ ø EC 6/10-10 EC 11/10-10	2 ø 10 2 ø 10	ø 5 e 40 ø 5 e 40	6 x 15 6 x 20	1 A 1 B 1 A 1 B	Blocs d'angles ou précadres Précadres ou coffrés

Les armatures CH et EC correspondent à celles de notre catalogue général.

liaisons LA

Réf. ø/ L
EQ 8/50
EQ 10/60
EQ 12/70

attentes AT

Réf. ø/ b-L
LU 8/6-60
LU 6/9-60
LU 8/9-60
LU 10/9-70

chapeaux BF

Réf. ø/ L	h
BF 6/70	10
BF 8/70	10
BF 10/70	10
AT 12/90	15

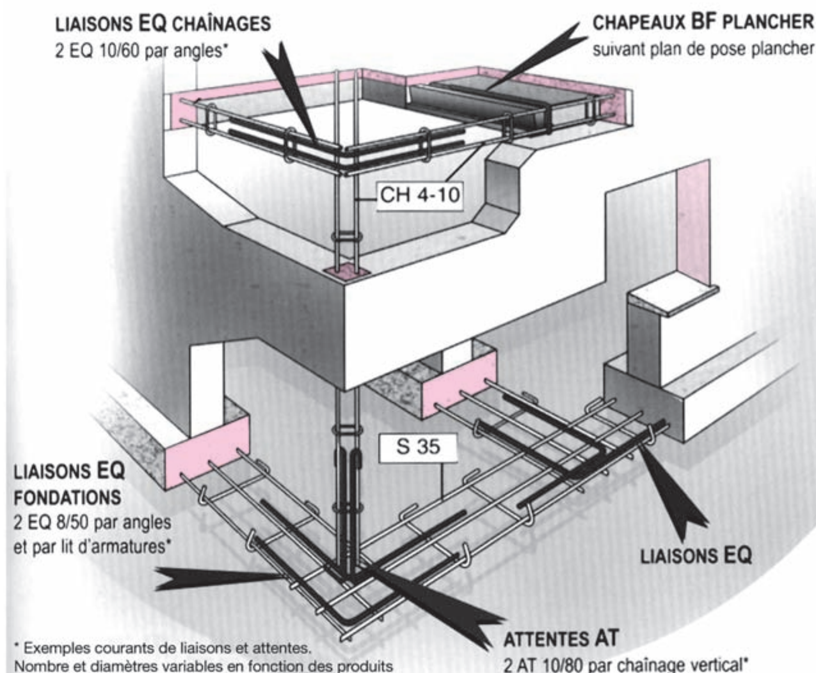
Les armatures de linteaux, poteaux, poutres... font l'objet d'une étude de dimensionnement conformément aux règles de conception des ouvrages en situation normale : règles DTU et BAEL (Béton Armé aux États Limites).

doc. : STANDARM

Zones à risques sismiques en France
Zone **0** à sismicité négligeable
Zone **1A** à sismicité très faible
Zone **1B** à sismicité faible
Zone **2** à sismicité moyenne

Par principe de précaution, les constructeurs utilisent les sections prescrites dans la zone **1A** même si la construction est située en zone **0**.

Les renseignements sur les zones et les cantons à risque sismique sont donnés par la **DDE**.



Liaisons chaînages	
L, Ø, L	**Réf. EQ Ø/L**
	EQ 8/50
	EQ 10/60
Attentes crossées	
L, Ø, 15	**Réf. AT Ø/L**
	AT 8/70
	AT 10/80
	AT 12/90
Chapeaux de planchers en rive	
L, 10, Ø	**Réf. BF Ø/L**
	BF 6/80
	BF 8/80
	BF 8/90
	BF 8/100
	BF 10/90
Chapeaux de planchers en refend	
L, Ø	**Réf. BC Ø/L**
	BC 8/160
	BC 10/180
	BC 10/200
	BC 12/200

doc. : STANDARM

Fig. 7 : Chaînages horizontaux et verticaux

La section minimale des chaînage horizontaux est de 0,4% de la section béton pour des armatures HA FeE 500 sans être inférieure à **1,50 cm² FeE 500 soit 2ø10, 3ø8 ou 4ø7 HA**

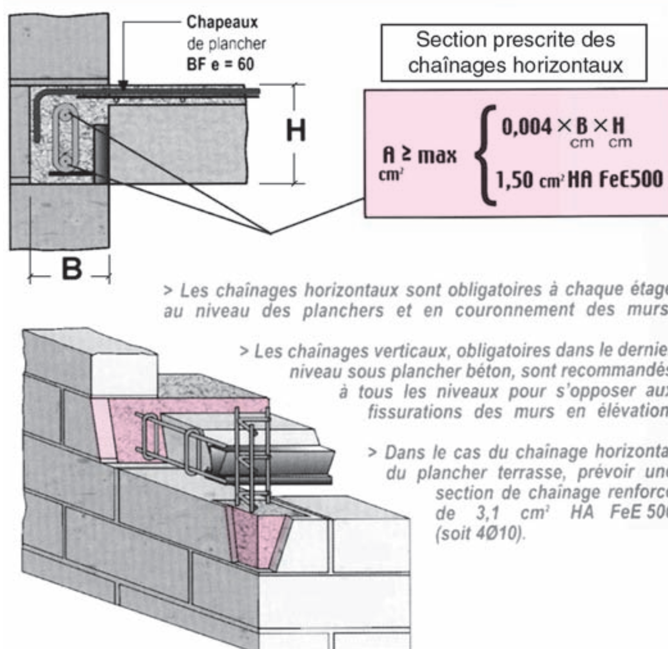


Schéma	Description	Réf.
h	2 Filants Ø 10 HA FeE500 Étriers montage e=45	**Réf. 4-h** CH 4-10
h	3 Filants Ø 8 HA FeE500 Arceaux montage e=40	**Réf. h/Ø.Ø.Ø.** UV 7,5/8.8.8
h, b	4 Filants Ø 7 HA FeE500 Cadres montage e=40	**Réf. b-h** CH 8-8 CH 10-10 CH 10-15
CHAÎNAGES **EL** RENFORCÉS		**Réf. b-h**
h, b	4 Filants Ø 8 HA FeE500 Cadres montage e=30	EL 8-8 EL 10-10 EL 10-15 EL 15-15 EL 15-20
h, Ø	2 Filants Ø 10 HA FeE500 Barrettes montage e=40	**Réf. h/Ø.Ø.** EC 6/10-10

éléments transversaux ø 4.5FLE500 ou ø5HA FeE500

Fig. 8 : Chaînages des murs en maçonnerie

Vue en plan en angle de mur

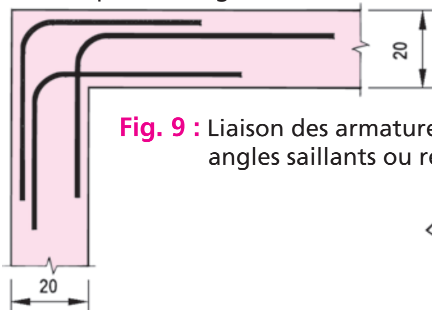


Fig. 9 : Liaison des armatures : angles saillants ou rentrants

Vue en plan de la liaison

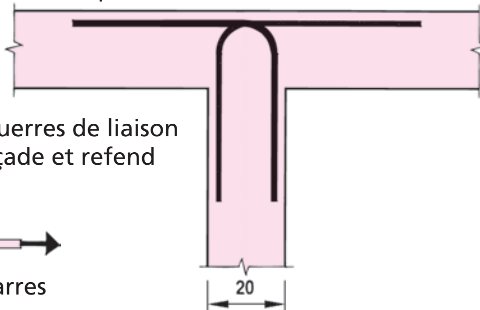


Fig. 10 : Équerres de liaison façade et refend

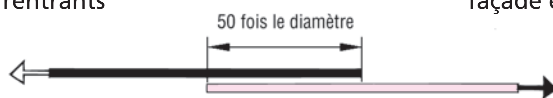


Fig. 11 : Longueur de recouvrement de barres

5. Caractéristiques des armatures des treillis soudés standards

CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

- Limite d'élasticité : 500 MPa — NF A 35-016 R_{eh} ; NF A 35-024 $R_{p0,2}$
- R_m/R_{eH} : 1,03 (NF A 35-016)
- Allongement sous charge maximale (A_{gt}) : 1,5 % (NF A 35-024) ; 2,5 % (NF A 35-016)

CARACTÉRES D'ADHÉRENCE

L'association béton-acier est caractérisée par :
- le coefficient de fissuration « η »
- le coefficient de scellement « Ψs »

η = 1,3 pour ∅ < 6
η = 1,6 pour ∅ ⩾ 6
ψs = 1,5

ANCRAGES RECTILIGNES (B.A.E.L : Art. A.6.2,1 et A.6.2,2)

ancrage total avec :
3 soudures pour les fils porteurs
2 soudures pour les fils de répartition
ou
d'après la longueur de scellement droit donnée en fonction de la résistance caractéristique du béton.

fc28 (MPa)	25	30	35	40	45	50	55	60
$l_s = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{fe}{\bar{\tau}} = K\varnothing$	44 ∅	39 ∅	34 ∅	31 ∅	28 ∅	26 ∅	24 ∅	22 ∅

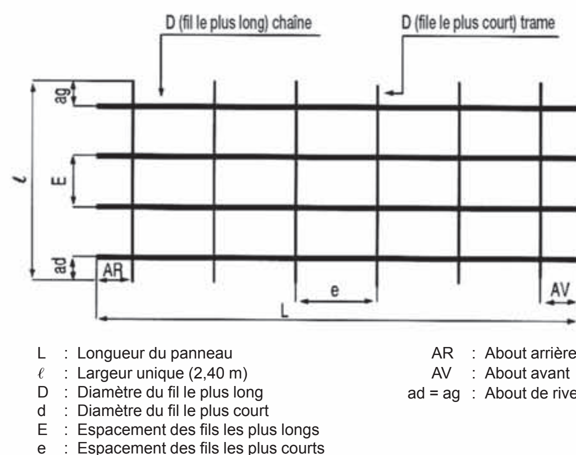


Fig. 12 : Notations

doc. : ADETS

Treillis antifissuration (NF A 35-024)										
Désignation ADETS	Section S cm²/m	S s cm²/m	E e mm	D d mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale kg/m²	Surface 1 rouleau ou 1 panneau m²	Masse 1 rouleau ou 1 panneau kg
RAF R	**0,80**	0,80 0,53	200 300	4,5 4,5	100/100 100/100	12 167	50,00* 2,40	1,043	120,00	125,10
PAF R	**0,80**	0,80 0,53	200 300	4,5 4,5	150/150 100/100	12 12	3,60 2,40	1,042	8,64	9,00
RAF C	**0,80**	0,80 0,80	200 200	4,5 4,5	100/100 100/100	12 200	40,00* 2,40	1,250	96,00	120,00
PAF C	**0,80**	0,80 0,80	200 200	4,5 4,5	100/100 100/100	12 18	3,60 2,40	1,250	8,64	10,80
PAF V	**0,99**	0,80 0,99	200 160	4,5 4,5	135/25 100/100	12 16	2400 135 2240 800 25 3200		7,68	9,60

* Rouleaux : diamètre extérieur minimum autorisé = 500 mm.

Treillis de structure (NF A 35-016)										
Désignation ADETS	Section S cm²/m	S s cm²/m	E e mm	D d mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Nombre de fils N n	Longueur Largeur L l m	Masse nominale kg/m²	Surface 1 rouleau ou 1 panneau m²	Masse 1 panneau kg
ST 10	**1,19**	1,19 1,19	200 200	5,5 5,5	100/100 100/100	12 24	4,80 2,40	1,870	11,52	21,54
ST 20	**1,89**	1,88 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81
ST 25	**2,57**	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49
ST 30	**2,83**	2,83 1,28	100 300	6 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	3,236	14,40	46,46
ST 35	**3,85**	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98
ST 45	**4,24**	4,24 1,68	150 300	9 8	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	4,643	14,40	66,86
ST 50	**5,03**	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84
ST 60	**6,36**	6,36 2,51	100 200	9 8	100/100 50/50	24 30	6,00 2,40	6,965	14,40	100,3
ST 25 C	**2,57**	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	16 40	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98
ST 40 C	**3,85**	3,85 3,85	100 100	7 7	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98
ST 65 C	**6,36**	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71

6. Dispositions des panneaux de treillis soudés et des barres HA

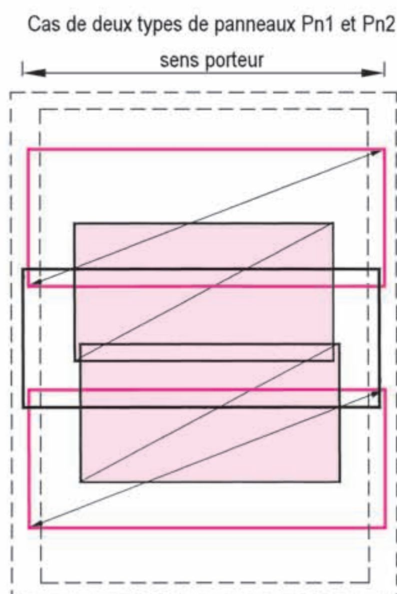


Fig. 13 : Disposition à recouvrements décalés

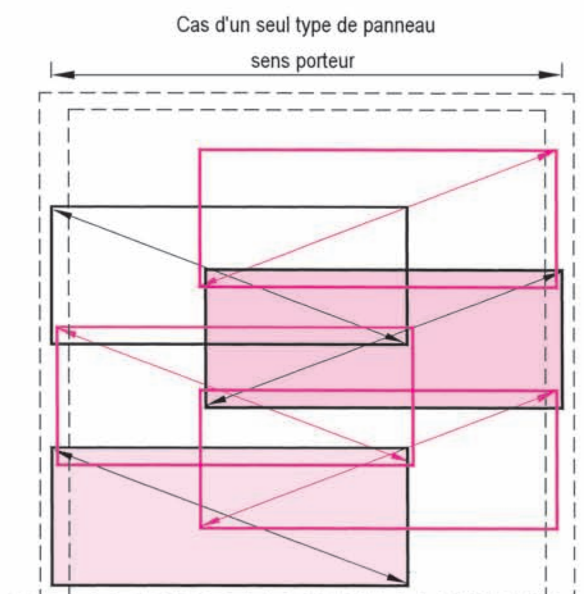


Fig. 15 : Disposition dite « en tiroir » pour grande portée

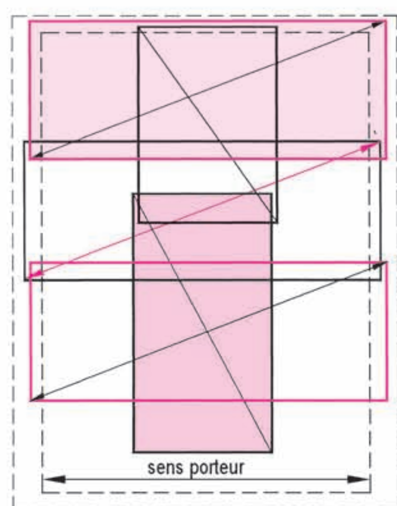


Fig. 14 : Recouvrements décalés des panneaux

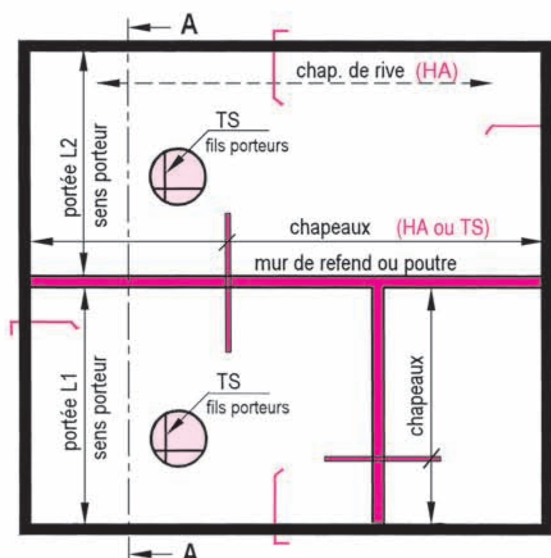


Fig. 16 : Disposition de principe des aciers TS et HA

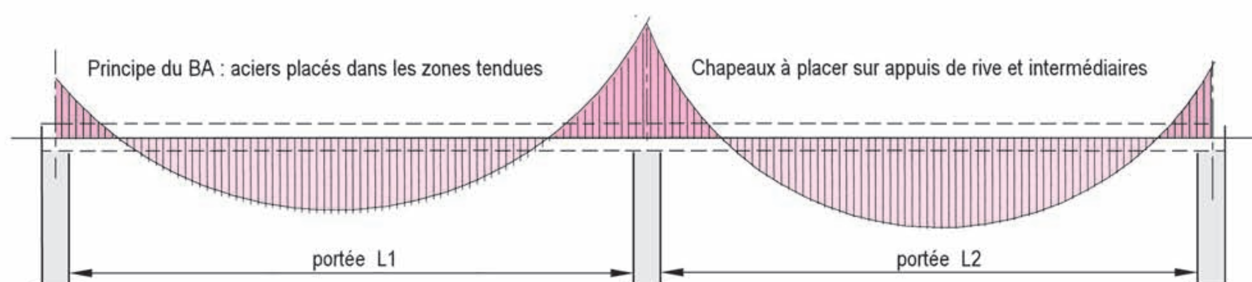


Fig. 17 : Allure des diagrammes de flexion suivant A-A

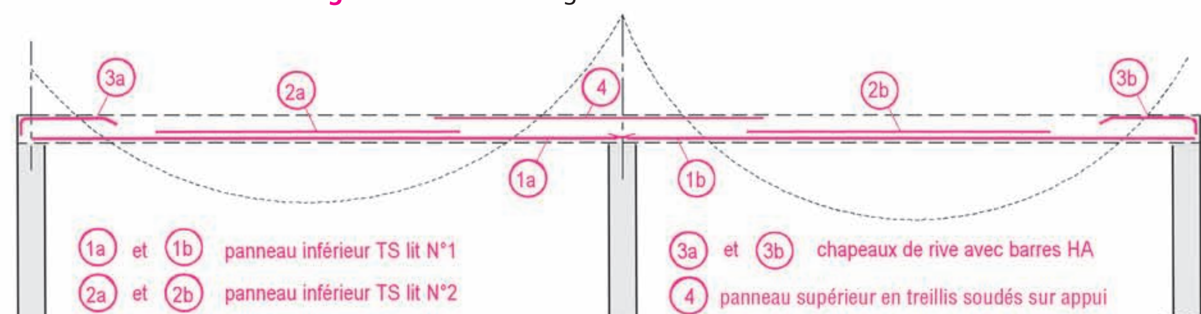


Fig. 18 : Armatures en treillis soudés et barres à haute adhérence

7. Utilisations des treillis soudés

Utilisation	Produit
Dallage sur terre-plein	**ST 25 C** à mailles 150 x 150 mm et fils ∅ 7 mm
Dalle en béton armé portée sur les murs périphériques et sur des plots ou des têtes de puits en béton	**ST 10** ou **ST 20** suivant étude
Dallage légèrement armé soumis à de très faibles charges	**ST 10** à mailles 200 x 200 mm et fils 5,5 mm
Dalle de compression de plancher à poutrelles	**ST 10** (zones sismiques 1A, 1B et 2)
	PAF C à mailles 200 x 200 mm et fils de 4,5 mm
	RAF C à mailles 200 x 200 mm et fils de 4,5 mm
Dalle pleine en béton armé de plancher ou prédalle	Tous panneaux de structure **ST** après étude
Dalle flottante sur dallage ou sur plancher en béton armé	**RAF R ou PAF R** utilisés en treillis anti-fissuration
Voile en béton armé	**PAF V** et **ST 10** selon l'épaisseur des parois

8. Cas d'un plancher avec poutrelles et entrevous

Produit	Ouvrages élémentaires
Barre HA	Chaînages périphériques Chapeaux de rive et intermédiaires Renforts de trémie et attentes éventuelles
Treillis soudé	Dalles de compression Dalles flottantes

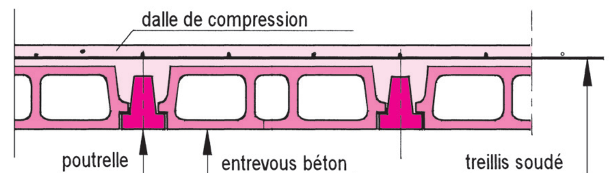


Fig. 20 : Plancher courant avec table de compression

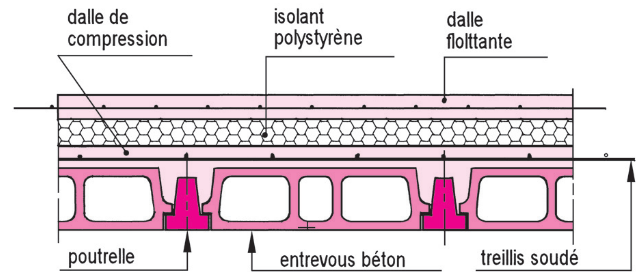


Fig. 21 : Plancher d'étage avec dalle flottante

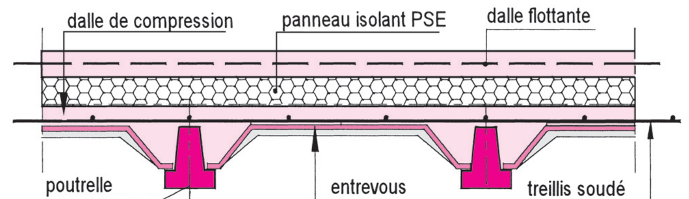
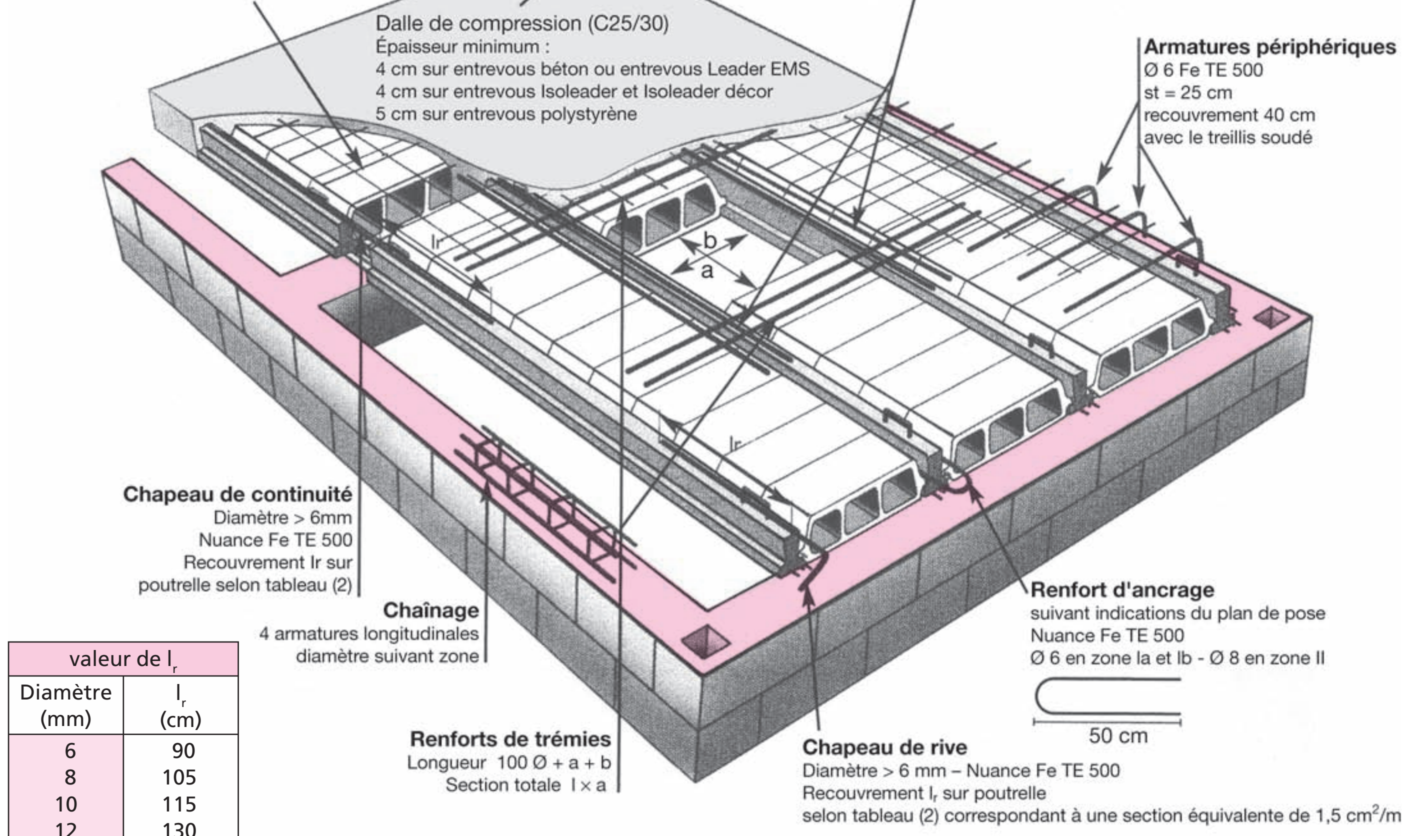


Fig. 22 : Plancher pour un vide sanitaire



valeur de l_r	
Diamètre (mm)	l_r (cm)
6	90
8	105
10	115
12	130

Fig. 19 : Dispositions constructives

1 Mur de soubassement
2 Plots ou puits de fondation
3 Terre-plein en tout venant 0/40 mm
4 Panneaux en polystyrène expansé d'ép. 60 mm et de dimensions 1,20 m x 2,50 m
5 Film anti-capillarité en polyane d'ép. 200 microns
6 Armatures de renforts du dallage
- exemple : 6 HA 12 filants + chapeaux HA
7 TS de la dalle + chapeaux TS (ST 20)
8 Planelles scellées à la périphérie
9 Dalle BA d'épaisseur 12 cm
- béton de type C 25/30

chaînage vertical

Chapeaux de rive en acier HA 8 espacés de 25 cm

EV
TS (ST 20/3) en chapeaux
Chap. HA
250
120
sol décapé et nivelé

EV : émergence canalisations eaux vannes

Panneau de treillis soudés de structure
Exemple :
- Désignation : ST 25 C
- Mailles : 150 mm x 150 mm
- Diamètre des fils longitudinaux : 7 mm
- Diamètre des fils transversaux : 7 mm
- Longueur du panneau : 6,00 m
- Largeur du panneau : 2,40 m

textile non tissé
dalle en béton armé
armatures (TS)
Sol fini
enduit
feutre non tissé type Bidim B4
Drain

Fig. 23 : Dalle portée avec armatures TS

2,40 m
6,00 m

Fig. 24 : Armatures de la dalle portée

- barres HA de renfort (repère 6)
- treillis soudés en panneaux inférieurs (repère 7)
- chapeaux en barres HA en rive et sur plots
- chapeaux en TS au droit des renforts

Constitution du système porteur :
ⓐ murs périphériques en blocs perforés de béton
ⓑ plots de fondation intermédiaires
ⓒ renforts par aciers HA formant poutres plates
ⓓ dalle d'ép. 12 cm armée par des panneaux de treillis soudés de type ST 25 C
ⓔ chaînage périphérique : 4 HA 8 filants + cadres espacés de 150 mm
ⓕ béton BPS de résistance C 25/30 avec granulats Ø max 20 mm, de consistance S3

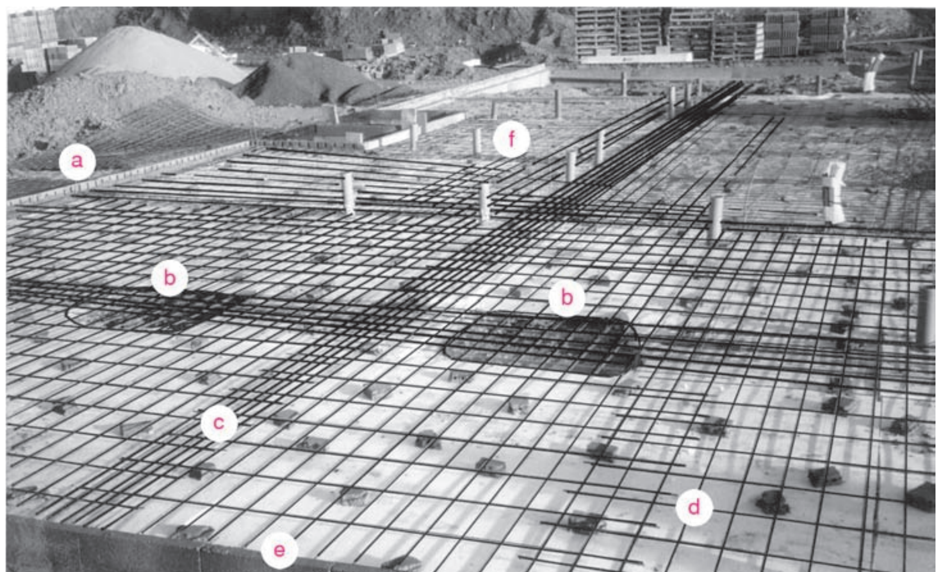


Fig. 25 : Visualisation de la réalisation

Chapitre 4

Béton armé : principes et applications

1. Principe n° 1 : utiliser le béton en compression et l'acier en traction

Le béton et l'acier sont associés et s'utilisent suivant leurs performances mécaniques et la nature des efforts.	
Le béton sert à équilibrer surtout les efforts de compression dans les zones comprimées des ouvrages en béton armé. **Exemple** : poteaux de bâtiment, éléments fléchis comme les poutres avec sections partiellement comprimées.	**L'acier** est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de traction dans les zones tendues des éléments en béton armé. **Exemple** : semelles de fondation, longrines ou poutres, dalles portées pour les dallages, etc.

Résistances courantes du béton

Compression (MPa)	Traction (MPa)	Rapport compression / traction
16	1,56	10,26
20	1,80	11,11
25	2,10	11,90
30	2,40	12,50
35	2,70	12,96
40	3,00	13,33
45	3,30	13,64
50	3,60	13,89

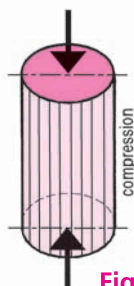


Fig. 1

Le béton résiste bien en compression mais accuse une faible résistance à la traction (12 fois moins en traction qu'en compression pour un béton de type BPS C 25/30).

La résistance caractéristique à la traction à l'âge de j jours, notée f_{tj}, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{cj}$$

f_{cj} est la résistance à la compression du béton à j jours. La formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

Exemples

Type de béton	Traction à l'âge de 28 jours $f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{c28}$	Résistance caractéristique
BPS C 25/30	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25$	2,1 MPa
BPS C 30/37	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 30$	2,4 MPa

Caractéristiques des aciers en barres (HA) et des treillis soudés (TS)

Caractéristiques	HA	TS
Limite d'élasticité (MPa)	500	500
Résistance à la rupture (MPa)	550	550
Allongement de rupture	12 %	8 %
Coefficient de scellement pour la longueur de scellement	1,5	1,5
Module d'élasticité pour le diagramme déformations-contraintes de l'acier (MPa)	$E_s = 200\ 000$	

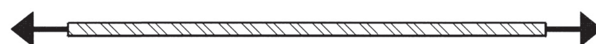
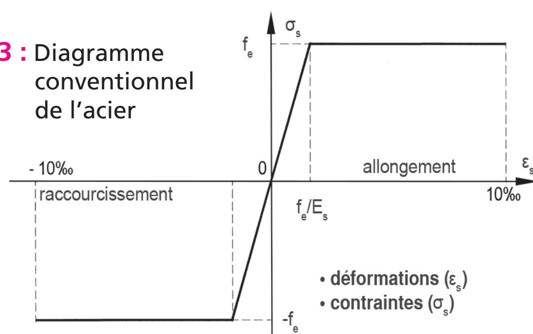

Fig. 2 : Barre soumise à un effort de traction

Fig. 3 : Diagramme conventionnel de l'acier



Principe de sécurité

Les résistances caractéristiques du béton et de l'acier sont affectées de coefficients minorateurs déterminés par les règles de calcul en fonction de l'état limite considéré :
- état limite ultime (ELU) ;
- état limite de service (ELS).

Il n'est pas tenu compte dans les calculs de la résistance du béton à la traction dans les zones tendues des ouvrages en béton armé.

La résistance aux efforts de traction est assurée uniquement par les aciers.

On distingue :
- les **armatures principales** qui équilibrent l'effort de traction dans les zones tendues ;
- les **armatures secondaires** constituées par des cadres ou des étriers qui équilibrent l'effort tranchant sur toute la longueur d'une poutre et principalement au voisinage des appuis.

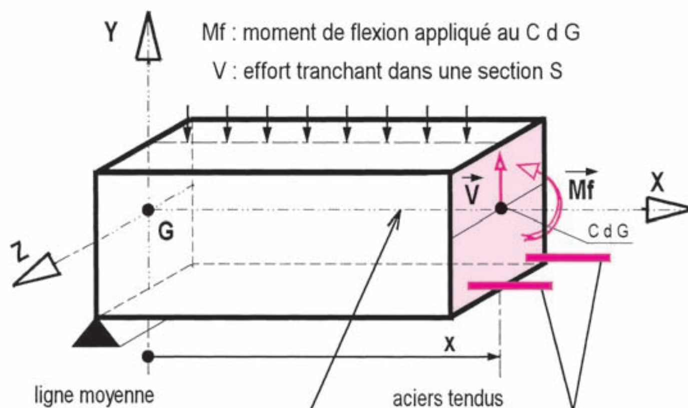


Fig. 4 : Section de poutre soumise à la flexion

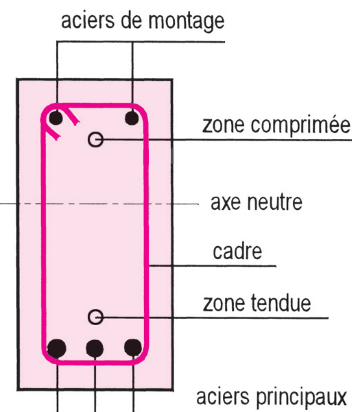


Fig. 5 : Aciers principaux dans la zone tendue

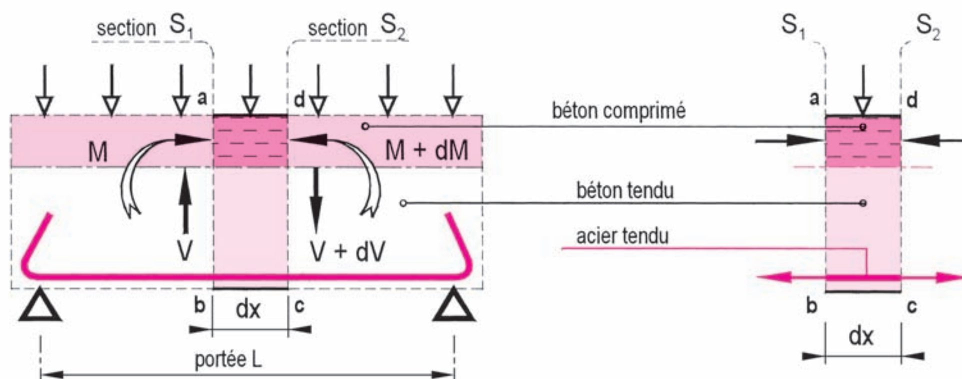


Fig. 6 : Tronçon de poutre compris entre les sections S1 et S2 séparées par une longueur élémentaire dx

2. Principe n° 2 : assurer la liaison béton-acier

La liaison béton-acier

Le béton et l'acier doivent être étroitement associés pour travailler ensemble. L'acier ne doit pas glisser à l'intérieur du béton. La liaison s'effectue par adhérence tangentielle et par frottement.

Liaison béton et acier =
adhérence mutuelle + forces de frottement

Les facteurs favorables à l'adhérence

Les facteurs favorables sont :

- le dosage en liant et la granularité qui influe sur la maniabilité du béton vibré ;
- la plasticité suivant la teneur en eau et en adjuvants ;
- la compacité du béton avec la vibration ;
- l'épaisseur d'enrobage minimal des aciers ;
- le bétonnage correct et ses conditions en fonction des armatures et des diamètres des granulats ;
- la surface des aciers qui doit être propre, exempte de rouille non adhérente, de terre, d'huile ou de graisse.

La dilatation de l'acier et du béton

L'association du béton et de l'acier est possible en raison de leur coefficient de dilatation thermique de valeurs très voisines, ≈ 12 x 10^{-6} ou 12 microns par mètre et par degré.

Exemple

Un élément en béton armé de 10 m de long soumis à une différence de température de 20 °C se dilate de Δl :

$$\Delta l = 10 \text{ m} \times 20\,°\text{C} \times \frac{0{,}000\,012}{1 \text{ m} \times 1\,°\text{C}} \times 10^3 = 2{,}4 \text{ mm}$$

- En conséquence, des joints de dilatation sont prévus pour les ouvrages exposés : terrasses en béton armé, balcons, corniches, etc.
- Le béton et l'acier varient de longueur ensemble, comme un matériau homogène, sans nuire à la structure interne de l'élément en béton armé.

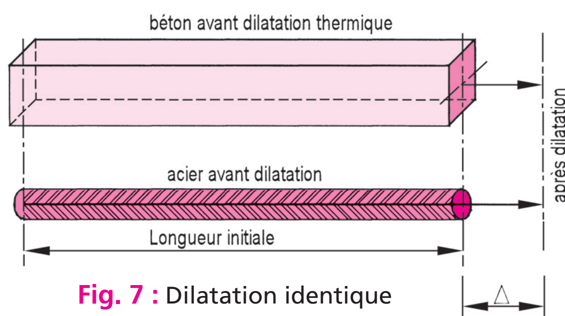


Fig. 7 : Dilatation identique

Le rôle de l'adhérence

Protéger les aciers de l'oxydation

Il se forme une ferrite de chaux qui assure la protection de l'acier contre la rouille.

La protection des aciers dépend de l'épaisseur d'enrobage et de la compacité du béton.

Assurer l'équilibre et la transmission des efforts

L'effort de traction varie entre deux sections de béton armé et les forces d'adhérence doivent satisfaire l'équilibre.

L'adhérence oblige le béton à suivre l'acier par action sur le périmètre utile de l'armature, d'où l'appellation « adhérence par entraînement », en s'opposant au glissement de l'acier tendu (fig. 11).

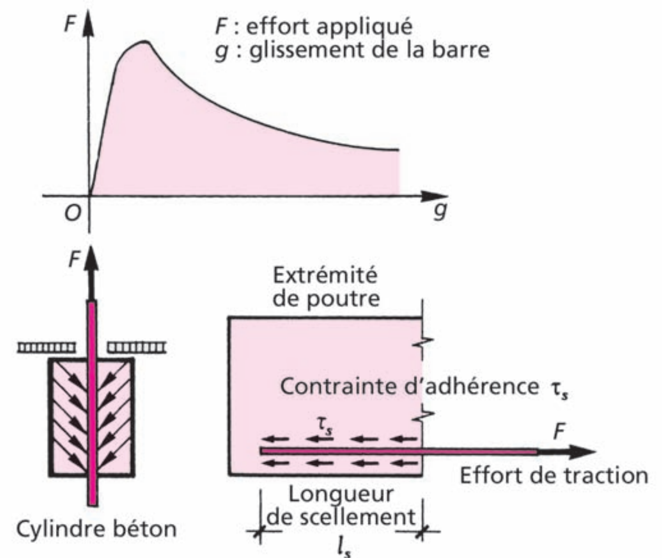


Fig. 8 : Adhérence et essai d'arrachement d'une barre

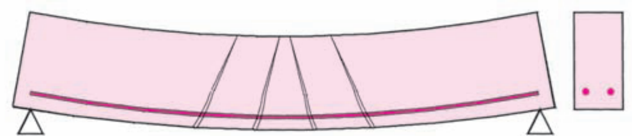


Fig. 9 : Non-adhérence = non-transmission des efforts du béton à l'acier. L'allongement de l'armature est nul.

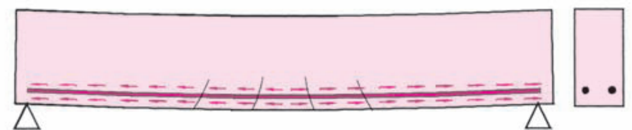


Fig. 10 : Adhérence = entraînement de l'armature par le béton. L'acier est soumis à un effort de traction.

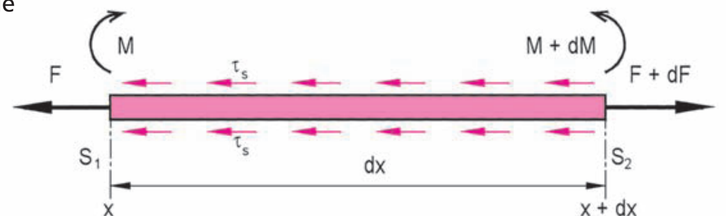


Fig. 11 : Équilibre du tronçon de barre dx entre les sections S1 et S2

$$(F + df) - F - \tau_s \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot dx = 0$$

Actions du béton sur la barre

Il se forme une série de troncs de cône emboîtés (fig. 12).

Ils agissent à la manière de cliquets, comme des biellettes inclinées venant coincer la barre par frottement.

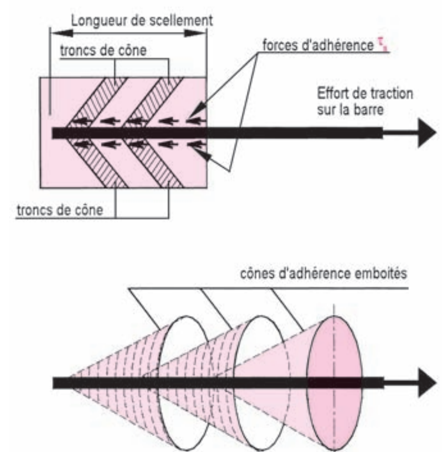


Fig. 12 : Visualisation des troncs de cône

Enrobages minimaux des aciers

L'enrobage est l'épaisseur de béton qui recouvre l'acier à la paroi la plus voisine pour le protéger de l'oxydation.
On utilise le symbole **c** pour désigner l'enrobage (fig. 13).

Travaux en béton armé	Enrobage
Ouvrages à la mer ou exposés aux intempéries	5 cm
Semelles de fondation	4 cm
Parois soumises à des intempéries, à des condensations ou au contact de liquide	3 cm
Ouvrages courants en élévation : – Chaînages et linteaux – Poteaux et poutres, etc.	2,5 cm en règle générale
Parois situées dans des locaux couverts et clos, non exposés aux condensations	1 cm
NB : l'enrobage minimal (c) est au moins égal au diamètre maximal du granulat utilisé (c_g) et à celui du plus gros diamètre d'acier à enrober ($\varnothing_L$) : $c \geq c_g$ et $c \geq \varnothing_L$	

Conditions de bétonnage correct

Il s'agit d'obtenir un béton compact et bien vibré, et un espacement minimal des aciers longitudinaux et transversaux (cadres, étriers, épingles) comme le prescrit le règlement du béton armé.

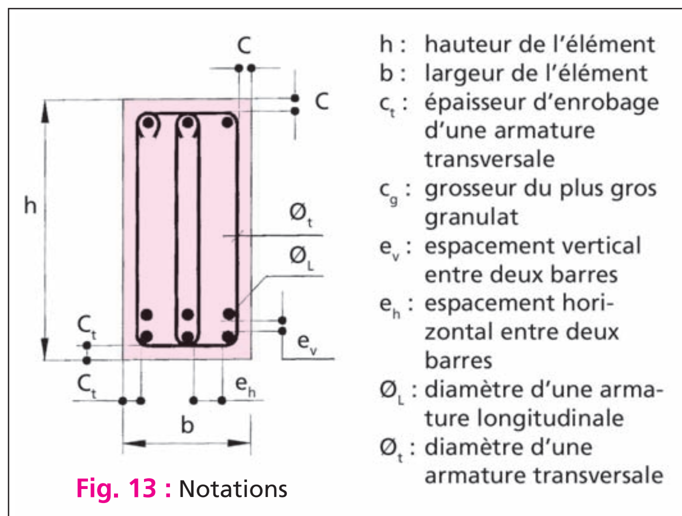


Fig. 13 : Notations

Conditions	
e_h	$\geq \{1{,}5\ c_g ; \varnothing_L\}$
e_v	$\geq \{c_g ; \varnothing_L\}$
c_t	$\geq \varnothing_L$
$\varnothing_t$	$\leq h/35$
	$\leq \varnothing_L$
	$\leq b/10$

Les cales d'armatures

Elles garantissent la position des aciers en élévation et leur enrobage au cours du bétonnage.

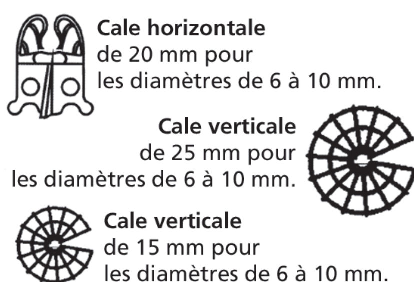


Fig. 14 : Cales d'armatures

Exemple d'ouvrage : semelle filante en béton armé

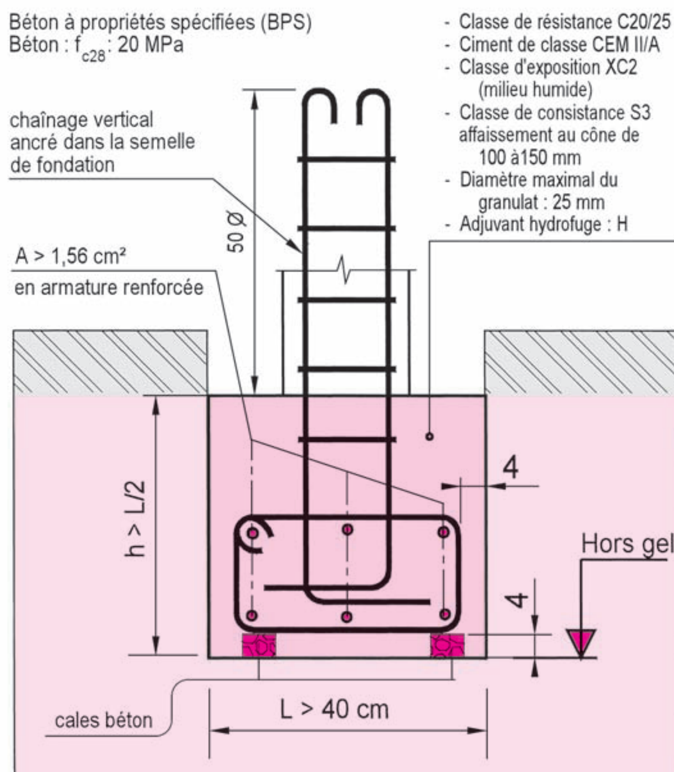


Fig. 15 : Semelle continue en béton armé coulée pleine masse

Longueurs de recouvrement

Il s'agit d'assurer la continuité mécanique d'une armature soumise par exemple à un effort de traction.

Barres à haute adhérence de nuance FeE 500	Longueur préconisée
Ancrage rectiligne (fig. 16)	50 ∅
Ancrage avec un crochet normal avec un angle de 180° et un rayon de courbure égal à 5 fois le diamètre (fig. 17)	30 ∅

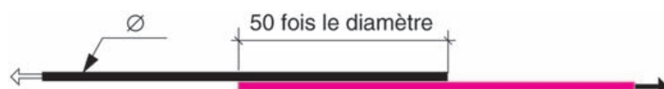


Fig. 16 : Ancrage rectiligne par simple recouvrement

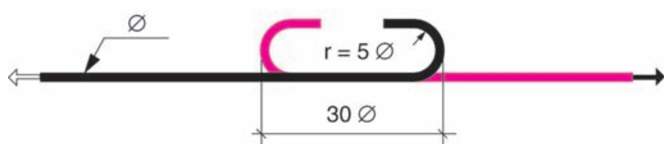


Fig. 17 : Ancrage par courbure des barres tendues

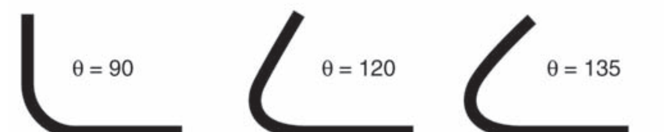


Fig. 18 : Crochets courants

Détermination de la longueur d'un recouvrement

► Recouvrement rectiligne d'une barre

- **Exemples d'utilisation en ouvrages courants :**
  - semelles de fondation filantes ;
  - poteaux ancrés sur des semelles ;
  - chaînages verticaux ou horizontaux ;
  - armatures de poutres ou de dalles.
- **Longueur de recouvrement l_r**

Elle dépend :
- du diamètre de la barre ∅ ;
- de la résistance caractéristique de l'acier f_e ;
- de la contrainte d'adhérence ultime τ_{su}

$$\tau_{su} = 0{,}6 \cdot \psi^2 \cdot f_{tj}$$

ψ est le coefficient de scellement pris égal à 1,5 pour les aciers HA

f_{tj} est la contrainte de traction du béton

- **Effort normal de traction sur l'acier N_{st}**

Section de l'acier x résistance caractéristique

$$N_{st} = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \cdot f_e \quad (1)$$

- **Forces d'adhérence sur la longueur de scellement F_{ad}**

$F_{ad} = \pi \cdot \varnothing \cdot \tau_{su} \cdot l_s$ (2)

Condition d'équilibre : (1) = (2)

$$N_{st} = F_{ad}$$

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4\,\tau_{su}} \quad (3)$$

- Longueurs de recouvrement l_r en fonction du diamètre

f_{c28}	20	25	30	35	40	45	50
τ_{su}	2,43	2,83	3,24	3,64	4,05	4,45	4,86
l_r	51,4 ∅	44,2 ∅	38,6 ∅	34,3 ∅	30,9 ∅	28,1 ∅	25,7 ∅

Exemple
- Béton de classe de résistance C 25/30
- Contrainte d'adhérence : 2,83 MPa
- Acier de nuance 500
- Diamètre de la barre : 14 mm

Longueur de scellement droit (formule 3) :

$$l_s = \frac{1{,}4 \text{ cm x } 500 \text{ MPa}}{4 \text{ x } 2{,}83 \text{ MPa}} = 61{,}84 \text{ cm}$$

soit : longueur de recouvrement ≃ 44,2 fois le diamètre

En pratique, on prend les valeurs forfaitaires suivantes pour les longueurs de recouvrement l_r avec un acier de nuance HA 500 :
- l_r = 50 ∅ pour les jonctions des **barres tendues sans crochets** ;
- l_r = 30 ∅ pour les jonctions des **barres comprimées** (poteaux).

► Recouvrement des panneaux de treillis soudés

- **Les ancrages rectilignes et les dispositions des panneaux**

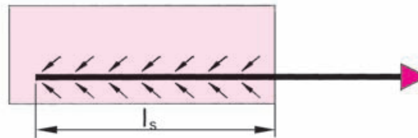
Ils sont précisés dans le chapitre 3 (fig. 12 à 15 p. 40-41).

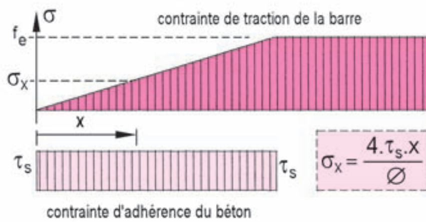
- **Le recouvrement des panneaux**

Le recouvrement des panneaux avec 3 soudures dans le sens porteur est souvent effectué dans un même plan (cf. fig. 22a).

Le recouvrement en plans distincts (fig. 22b) est réducteur pour l'obtention de la hauteur utile.

- **Ancrage total**





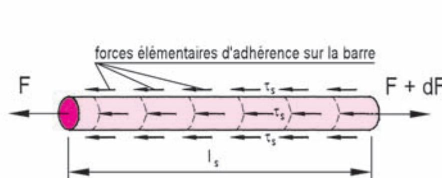


Fig. 19 : Adhérence et scellement droit

- **Principe de scellement de la barre par adhérence**

La contrainte de traction de l'acier varie sur la longueur de scellement.

La contrainte d'adhérence sur la barre est supposée constante.

- **Tableau des périmètres utiles**

Le périmètre utile minimal est circonscrit à la section droite d'un paquet de 2 ou 3 barres.

Barre isolée	π . ∅
Paquet de 2 barres	(π + 2) . ∅
Paquet de 3 barres	(π + 3) . ∅

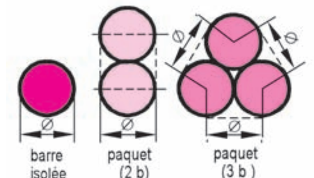


Fig. 20 : Périmètres utiles

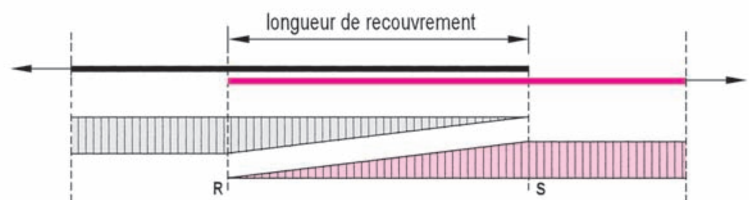


Fig. 21 : L'effort de traction est repris en toute section du recouvrement

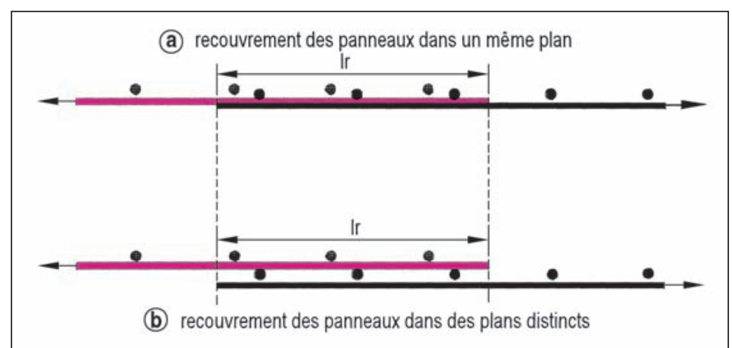


Fig. 22 : Recouvrement des panneaux de treillis soudés (22a et 22b)

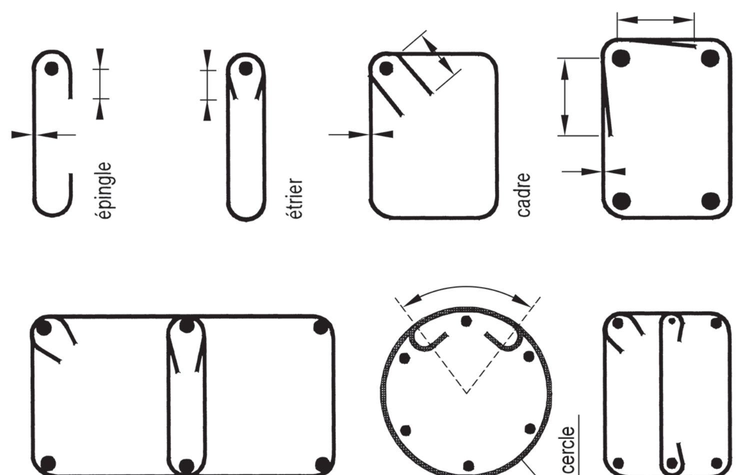


Fig. 23 : Ancrages des cadres, étriers, épingles

plateau mobile de la presse
N
N
cylindre béton
Ø16
32
tractions
tractions
N
N
plateau fixe de la presse

La mise en compression du cylindre engendre des contraintes de tractions
Le béton est chassé vers l'extérieur

Les aciers transversaux, cadres ou spires, sont nécessaires dans les poteaux

La résistance à la traction est ≈ 13 fois plus faible qu'en compression

Fig. 24 : Essai du béton en compression

Les poteaux et les poutres constituent des portiques à noeuds rigides
Le plancher prend appui sur les poutres et constitue une membrane horizontale rigide
Les poutrelles du plancher servent d'entretoises pour relier les murs et les poutres en BA

L2
poutre continue
P3
L1
P2
ligne moyenne
P1

Fig. 31 : Ossature en béton armé

plancher
N
N
poteau court ancré à chaque extrémité
tractions
tractions

L'élancement λ dépend de la longueur de flambement et de la section du poteau

Il est un indicateur de la raideur du poteau sous la charge.

Il intervient dans la méthode de calcul de l'armature.

longueur de flambement
ligne moyenne
b
a
fondation
N
N

Fig. 25 : Armatures transversales toujours prescrites

Fig. 26 : Longueur de flambement et élancement

déformée
N
P3
zone tendue
N
P2
zone tendue
P1
zone tendue
zone tendue
zone tendue
N
N
nœud d'ossature
N
zone tendue
N

Sous l'effet des charges :
- les barres présentent une déformée
- les nœuds rigides restent indéformables

Fig. 32 : Les poteaux sont à la fois comprimés et fléchis

Principe de sécurité : armatures longitudinales et transversales dans les poteaux

charges
plancher
poutre
poteau
semelle
actions du sol

Fig. 27

hauteur prise en compte
Poteau élancé
face tendue
face comprimée
face comprimée
face tendue

Risque de flexion du poteau

Placer des aciers verticaux

Fig. 28

Risque d'éclatement

Ceinturer par des cadres

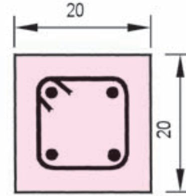
Fig. 29

aciers longitudinaux + cadres
armatures

Fig. 30

5. Dispositions constructives des poteaux et colonnes

<table>
<tr><th>Armatures longitudinales</th><th colspan="2">Espacements maximaux entre les barres</th><th>Exemple</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Rôles
• participer à l'effort de compression du poteau;
• s'opposer au flambage;
• assurer la continuité entre poteaux superposés.
Remarque : Pour les sections polygonales, on place une barre dans chaque angle.</td><td>Section rectangle</td><td>Section circulaire</td><td rowspan="2">Section rectangulaire : 20 x 40 cm
$c \leq 20$ cm + 10 cm = 30 cm
$c < 40$ cm
6 HA 12 ; 40 ; 20 ; 14 ; cadres HA 6
Fig. 35 : Disposition requise</td></tr>
<tr><td>Espacement : symbole c
$c \leq a + 10$ cm
$c \leq 40$ cm
b ; a ; c
Fig. 33 : Notations</td><td>Nombre n de barres disposées à la périphérie du parement en tenant compte de l'épaisseur d'enrobage.
n = 6
Fig. 34 : Six barres exigées</td></tr>
<tr><th>Armatures transversales</th><th colspan="2">Diamètres et espacements</th><th>Exemple</th></tr>
<tr><td>Rôles
• maintenir la position des aciers longitudinaux et les ceinturer;
• s'opposer au gonflement du poteau et au risque de flambage;
• empêcher le flambement des aciers longitudinaux.
(fig. 33 à 35)</td><td colspan="2">$\varnothing_L$: diamètre des barres longitudinales
$\varnothing_t$: diamètre des armatures transversales
s_t : espacement des cadres et étriers
• $\varnothing_t \geq$ 1/3 diamètre des barres longitudinales ou $\varnothing_L/3$
• $\varnothing_t \leq 12$ mm
• Espacement en zone courante (hors longueur de recouvrement) :
$s_t \leq$ 15 fois le diamètre des barres longitudinales;
$s_t \leq$ petit coté du poteau + 10 cm (ou a + 10 cm);
$s_t \leq 40$ cm. (fig. 35)</td><td>Données
• Diamètre des aciers longitudinaux : 12 mm
• Choix du diamètre des cadres
– Diamètre des cadres > 4 mm
– Cadres choisis : acier HA avec $\varnothing_t$ = 6 mm
– Espacement maximal
15 x 1,2 cm = 18 cm</td></tr>
<tr><th>Recouvrement à la jonction</th><th colspan="2">Conditions</th><th>Exemple</th></tr>
<tr><td>Rôles
• assurer la continuité de l'armature par une longueur suffisante de recouvrement de barres (symbole : l_r);
• enserrer le béton en pied de poteau par des cours transversaux (cadres).
Précautions
• Les aciers en attente constituent un risque permanent d'empalement.
• Les moyens de prévention consistent soit à :
1) remonter le niveau de recouvrement des armatures;
Exemple : Au lieu d'avoir des aciers émergeant de 40 à 50 cm, on prévoit une hauteur de 1,20 m.
2) ceinturer les attentes à leur extrémité haute;
3) façonner les attentes avec un crochet normal à 180°. Cette solution est souvent pratiquée au stade de la préfabrication des armatures;
4) placer un embout plastique sur les aciers.</td><td colspan="2">• Longueur minimale du recouvrement : l_r = 30 fois le diamètre pour des aciers à haute adhérence de nuance Fe E 500.
• Nombre de cours transversaux (cadres, étriers) au moins égal à trois.
Øt ; ØL2 ; st2 ; Poteau P1 ; n = 3 ; Longueur de recouvrement ; espacement "st" ; ØL1 ; Poteau P2
Fig. 36 : Jonction poteau et poteau
Liaison verticale des aciers par recouvrement pour obtenir la continuité ; élément vertical ; noyau d'armatures ; élément horizontal ; Liaison par équerres ou par retour à angle droit
ig. 37 : Jonction poteaux et poutre
Armatures | Section béton ; PX 10-10 | 15 x 15 ; PX 10-15 | 15 x 20 ; PX 15-15 | 15 x 20 ; 4 attentes BF 10/90 ; T.N. ; Poteau ; SC 55 ; 80 cm minimum ; 25 cm ; 60/60
Fig. 38 : Poteau et semelle isolée</td><td>Données
• Section du poteau : 20 x 30 cm
• Diamètre des aciers longitudinaux : 14 mm
Prescriptions
• Longueur minimale de recouvrement : 30 x 1,4 cm = 42 cm
• Espacement des cadres en zone courante : 15 x 1,4 cm = 21 cm
• Espacement des cours sur le recouvrement au plus égal à : 42 cm / 3 = 14 cm
On choisit 12 cm d'espacement (< 14 cm).
La ceinture formée par les cadres ne doit pas comporter d'angle rentrant car le béton serait chassé vers l'extérieur par mise en traction du cadre ; interdit ; conforme ; Poteau d'angle : section en " L " ; a ; b
Fig. 39 : Poteau d'angle en L</td></tr>
</table>

Notations	Section minimale d'armatures longitudinales	Exemple
u est égal au périmètre du poteau exprimé en m. B est l'aire de la section de béton exprimée en cm². A_{min} est la section minimale d'acier. A_{max} est la section d'acier à ne pas dépasser. Au-delà, le changement de section de béton s'impose.	Choix de la section d'acier A_{min} : A_{min} = 4 cm² x périmètre (u) où u est le périmètre de la section exprimé en m. A_{min} = 0,2 % x B On retient la valeur de A_{min} la plus grande. Limitation de la section d'acier : A_{max} < 5% x B  Fig. 40	Section du béton : 20 x 20 cm Armature : 4 HA 12 Section des aciers : 4,52 cm² (cf. chap. 3) A_{min} = 4 x 2 (0,20 + 0,20) = 3,2 cm² On vérifie : • 0,2 % x B < 3,2 cm² < 5 % x B • section réelle de 4,52 cm² > A_{min}

6. Fiche technique : armatures des poteaux et semelles isolées

• Hypothèses

Il **est tenu compte des hypothèses suivantes** :
- béton de résistance caractéristique C 25/30 ;
- acier Fe E 500 ;
- longueur de flambement (hauteur limitée ≤ 2,80 m) ;
- section de béton du poteau.

On admet une charge ultime Pu = 1,4 P_{ser}.

P_{ser} = Charges perm. (**G**) + charges d'exploit. (**Q_b**)

• Choix de l'armature

On distingue pour le choix de l'armature :
- les poteaux de rive ;
- les poteaux centraux.

• Exemple de choix d'armature d'un poteau central

Données :
- poteau intérieur de hauteur 270 cm < 280 cm admis (fig. 42) ;
- béton de résistance f_{c28} = 25 MPa et acier Fe E 500 ;
- charge à l'état ultime 40 000 daN (soit ≈ 40,8 t) ;
- charge P_{ser} à supporter :

$$P_{ser} = \frac{N_u}{1,4} = 28\,571 \text{ daN}$$

• **Choix de l'armature sur le tableau du fabricant**

Référence	Section de béton	Charge admise P_{ser} (daN)	
		Poteau de rive	Poteau central
PX 15 - 15	20 x 20	29 370	34 210

On a bien en poteau central : 28 571 daN < 34 210 daN.

POTEAUX

Conformes au BAEL 91 révisées 99

Fig. 41

Fig. 42

50 cm
PP
PX
PC
PO
H
maxi 280 cm
Attentes crossées
AT
50 cm mini
Semelles isolées **SC**
SR

Poteaux Attente PA
de soubassement
Hauteur 1,40m

50 cm
PA
VS

Fig. 43

Longueur standard 6 m

Section	Désignation Réf. b - h	Section Béton cm	Charges admissibles Pser (daN) RIVE	CENTRAL
cadres Ø 5HA e=15	PP 8-8	12 x 12	-	5630
	PP 10-10	15 x 15	7290	12940
	PP 10-15	15 x 20	13270	23570
	PP 10-20	15 x 25	16080	28550
	PP 15-15	20 x 20	29370	34210

Hauteur standard 3 m

Section	Désignation Réf. b - h	Section Béton cm	Charges admissibles Pser (daN) RIVE	CENTRAL
cadres Ø 5HA e=15	PX 10-10	15 x 15	7290	12940
	PX 10-15	15 x 20	13270	23570
	PX 15-15	20 x 20	29370	34210

Hauteur standard 3,2 m

Section	Désignation Réf. b	Section Béton cm	Charges admissibles Pser (daN) RIVE	CENTRAL
cadres Ø 5HA	PC 11	Ø 15	4290	8760
	PC 15	Ø 20	14630	20790
cadres Ø 5HA	PC 19	Ø 25	31980	36590
	PC 24	Ø 30	51270	56620
	PC 29	Ø 35	74900	80800
	PC 34	Ø 40	102760	109070

Fig. 44

doc. : Standarm

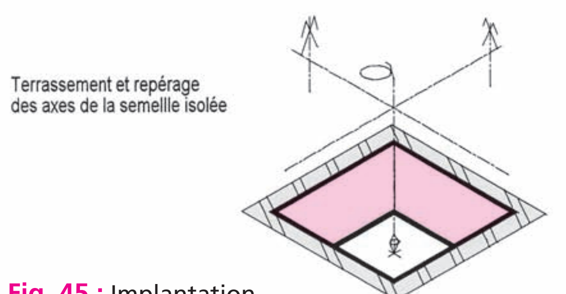


Fig. 45 : Implantation et terrassement

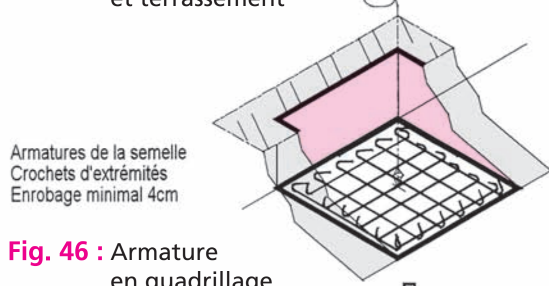


Fig. 46 : Armature en quadrillage

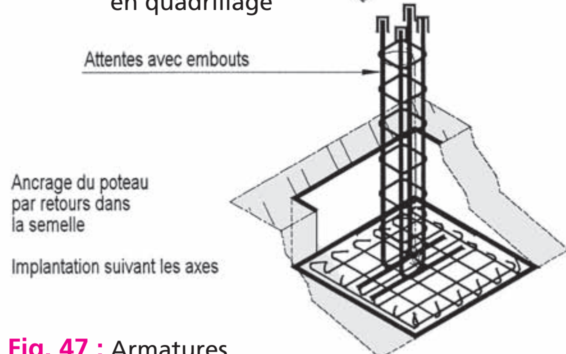


Fig. 47 : Armatures de semelle et de poteau

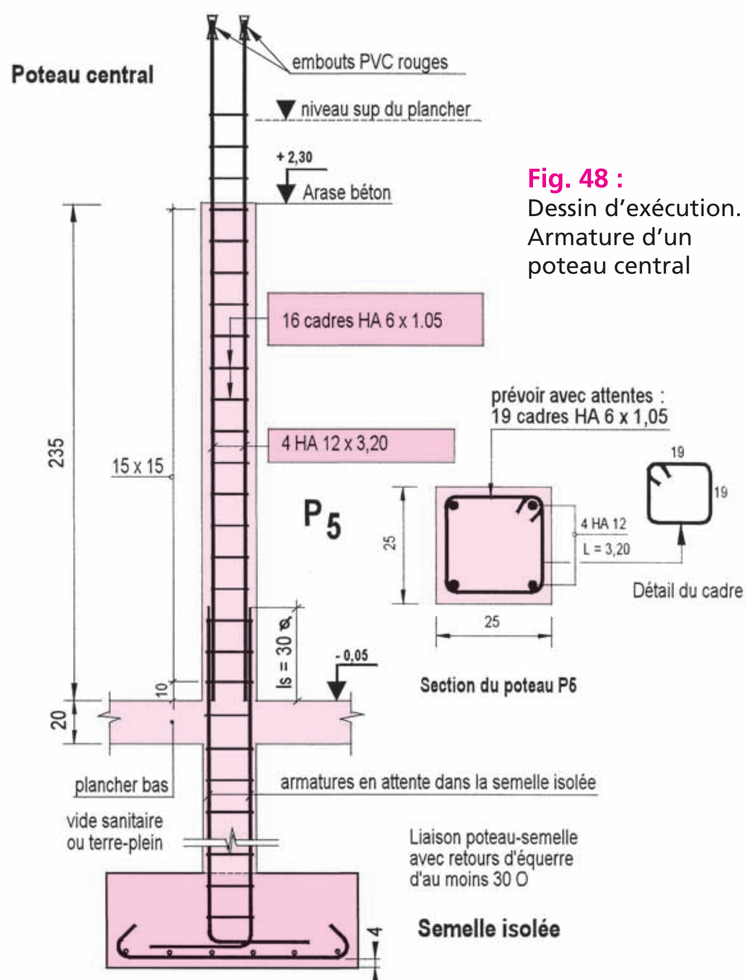


Fig. 48 : Dessin d'exécution. Armature d'un poteau central

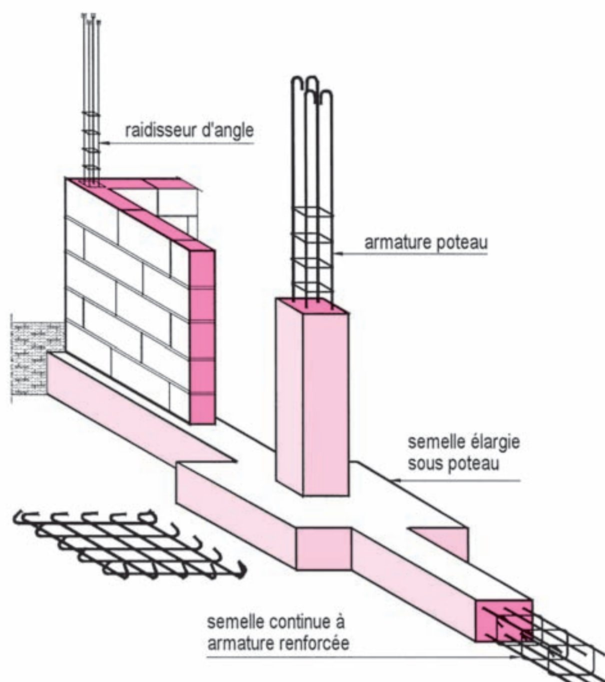


Fig. 49 : Semelle continue avec semelle de poteau

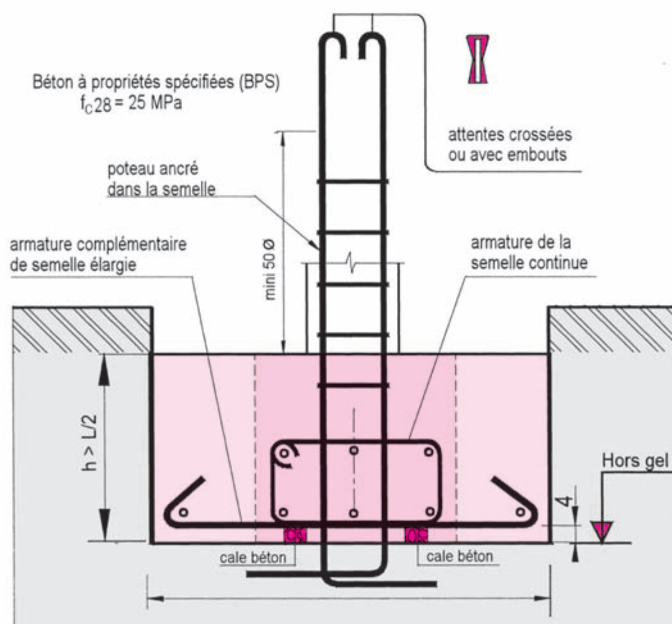


Fig. 50 : Semelle continue en BA élargie au droit du poteau

8. Poteaux soumis à la compression et à la flexion

Les poteaux supportent surtout des charges verticales permanentes et d'exploitation transférées par :
- la toiture (charpente et couverture) ;
- les planchers ;
- les poutres appuyées sur les poteaux.

La charge appliquée est rarement centrée sur le poteau et celui-ci subit les actions des poutres solidaires qui ont tendance à l'incurver.

Le type de chargement sur le poteau du pavillon, schématisé fig. 51 et 52, introduit des moments de flexion par les poutres dans le sens longitudinal et le sens transversal.

La section du béton et des aciers du poteau et son élancement doivent éviter tout risque de flambement sous l'effet des charges à prendre en compte avec les coefficients de sécurité réglementaires.

Les liaisons en tête et en pied de poteau sont réalisées par :
- **des longueurs minimales de recouvrement** des barres aux jonctions (fig. 36 à 38 et fig. 48) ;
- **des attentes crossées** scellées dans les fondations (fig. 47, 48, 50 et 55) ;
- **des équerres disposées en angle** dans le plan vertical à la jonction poteau-poutre (fig. 55) ;
- **des chapeaux** surmontant les poteaux centraux (fig. 56 et 58) ;
- **des chaînages** assurant la stabilité des ouvrages de maçonnerie et de béton armé (fig. 53 et 60) ;
- **la présence d'armatures secondaires** (cadres, étriers, barres relevées aux appuis) suivant les règles de mise en œuvre pour les diamètres et les espacements (§ 15).

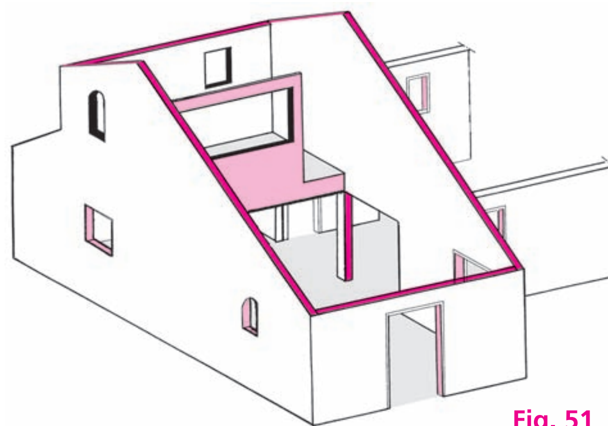


Fig. 51

Le poteau reçoit les charges schématisées sur les fig. 51 et 52.

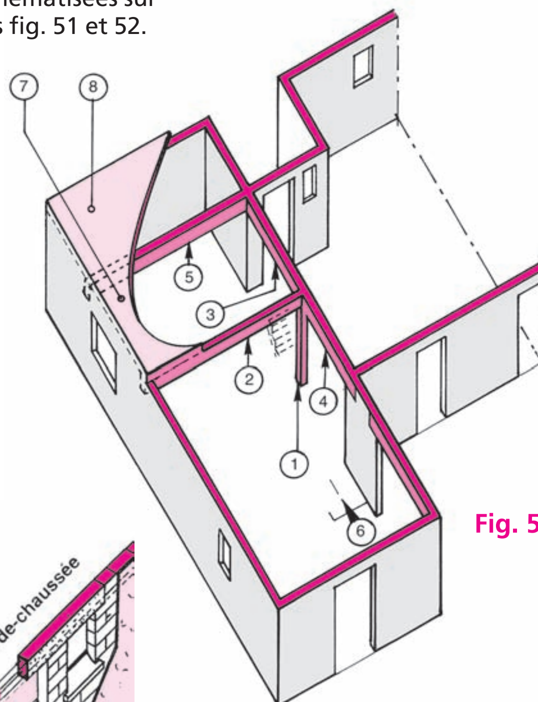


Fig. 52

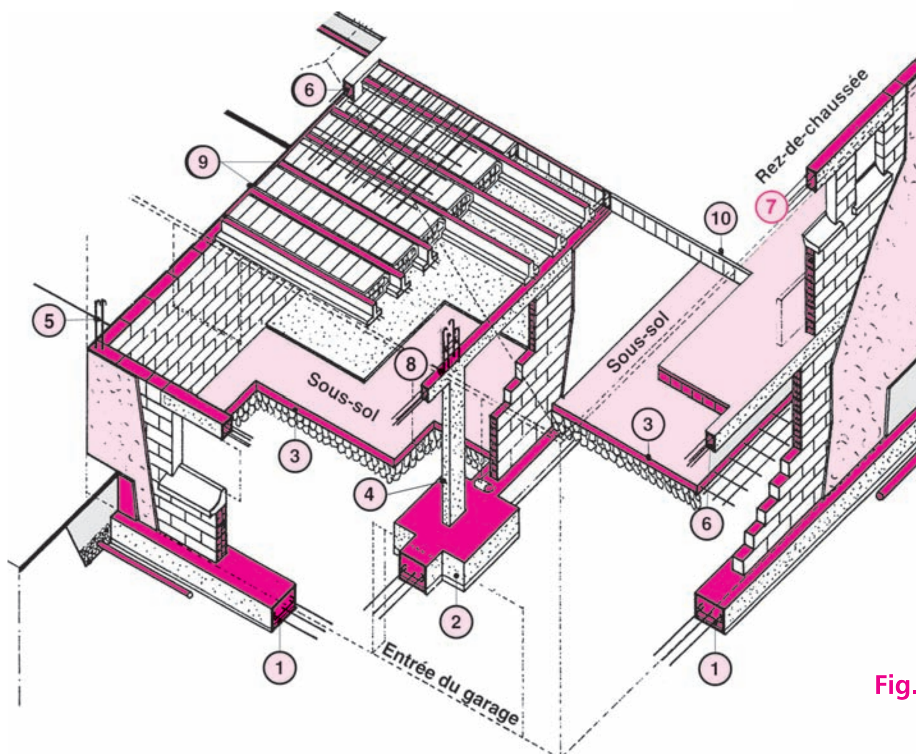


Fig. 53 : Poteau intérieur et son environnement dans une structure de pavillon (fig. 13 chap. 1)

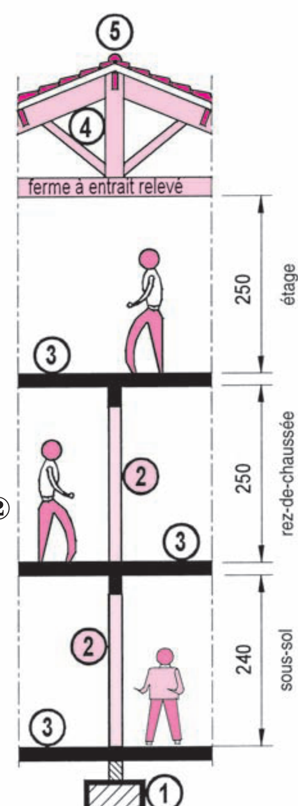


Fig. 54 : Charges sur le poteau ②

1	Semelle continue		6	Chaînage horizontal
2	Semelle élargie sous poteau		7	Linteaux
3	Dalle du sous-sol		8	Poutre-chaînage sur refend
4	Poteau incorporé		9	Poutrelles du plancher du sous-sol
5	Chaînage vertical		10	Dalle de compression du plancher

9. Ancrage et liaison des poteaux en pied et en tête

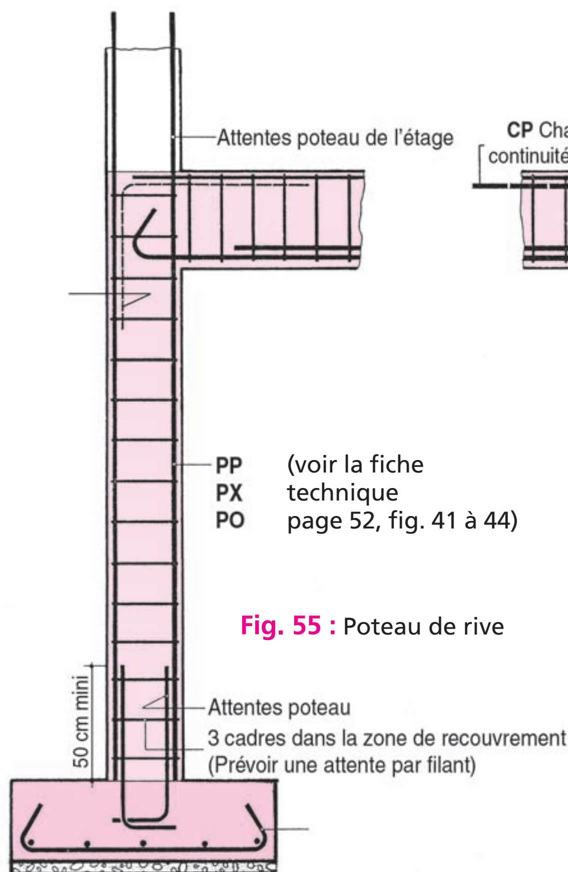


Fig. 55 : Poteau de rive

CP Chapeaux de continuité des poutres

Fig. 56 : Poteau isolé central

Liaisons chaînages	
L, Ø, L	**Réf. EQ Ø/L**
	EQ 8/50
	EQ 10/60
Attentes Crossées	
L, Ø, 15	**Réf. AT Ø/L**
	AT 8/70
	AT 10/80
	AT 12/90
Chapeaux de Planchers en rive	
L, 10, Ø	**Réf. BF Ø/L**
	BF 6/80
	BF 8/80
	BF 8/90
	BF 8/100
	BF 10/90
Chapeaux de Planchers en refend	
L, Ø	**Réf. BC Ø/L**
	BC 8/160
	BC 10/180
	BC 10/200
	BC 12/200

doc. : STANDARM

Fig. 57 : Équerres, crosses et chapeaux

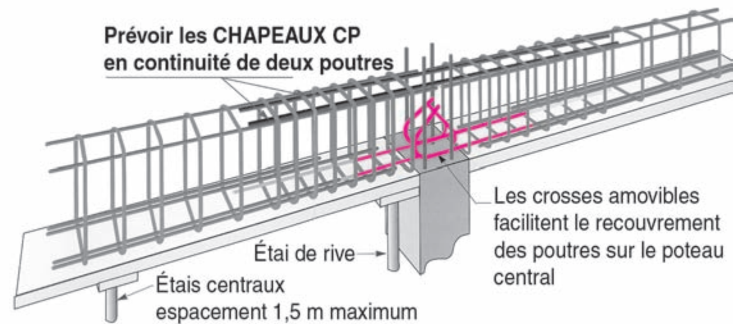


Fig. 58 : Continuité par chapeaux sur le poteau central

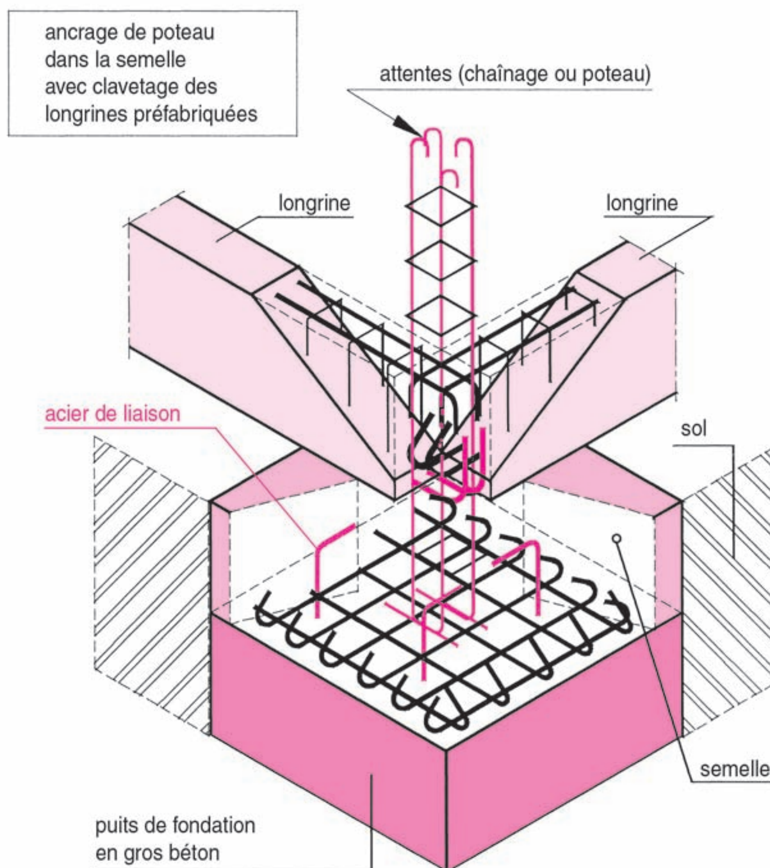


Fig. 59 : Fondation par massifs bétonnés et longrines

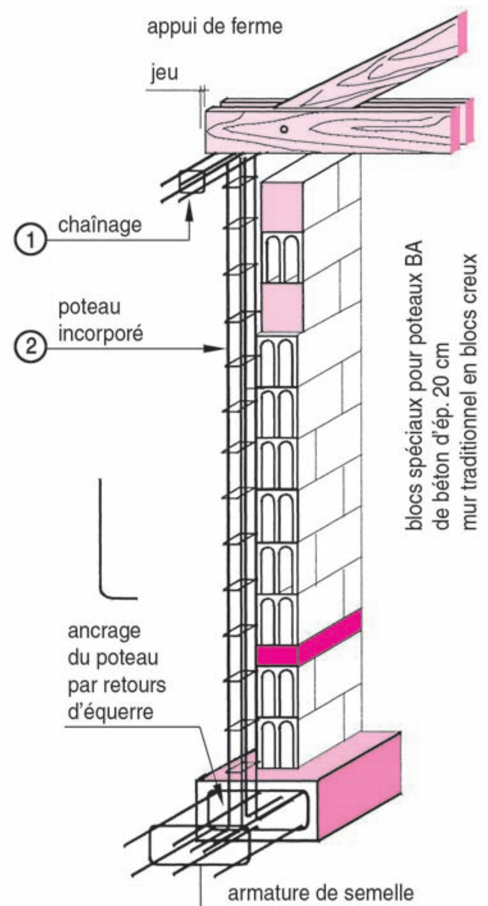


Fig. 60 : Ancrage dans la semelle et chaînage en tête

10. Application des principes aux poutres en béton armé

Une poutre est un élément de construction, généralement horizontal, appuyé à ses extrémités sur un mur ou un poteau en béton armé.

C'est un solide engendré par une section droite **S**, dont le centre de surface **G** décrit une droite, dans le cas des poutres rectilignes, ou une courbe, dans le cas des poutres courbes ou arcs, appelée ligne moyenne (fig. 61).

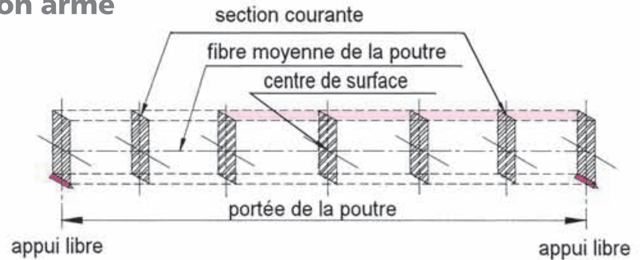


Fig. 61 : Notion de poutre rectiligne

Mode de fonctionnement

Exemple d'une poutre uniformément chargée, appuyée sur deux appuis libres.

Considérons deux sections voisines (fig. 62) :

- S_1 de trace verticale **ab** ;
- S_2 de trace verticale **cd**.

Avant chargement, on a :

- la fibre supérieure **ac** ;
- la fibre inférieure **bd** ;
- la ligne moyenne **mn**.

La poutre est rectiligne :

- sans rotation aux appuis ;
- sans déformée (flèche).

Après chargement, on a :

- la fibre supérieure a_1c_1 ;
- la fibre inférieure b_1d_1 ;
- la ligne moyenne **mn** inchangée.

La poutre est fléchie :

- avec rotation aux appuis ;
- avec une déformée (flèche).

Résultats (fig. 63 et 64) :

- raccourcissement de la fibre supérieure qui traduit un effort de compression du béton N_b ;
- allongement de la fibre inférieure qui traduit un effort de traction N_a.

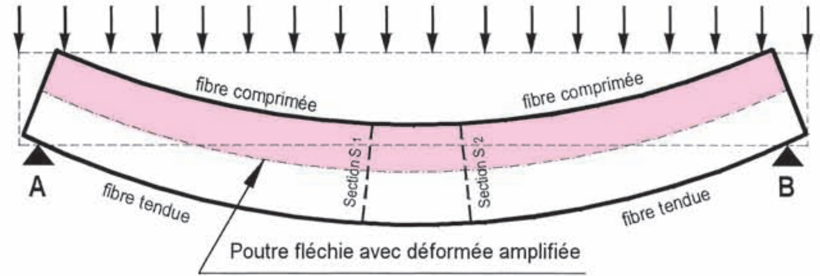


Fig. 62 : Poutre fléchie

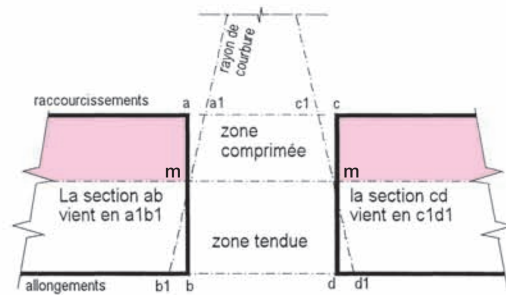


Fig. 63 : Courbure et déformations

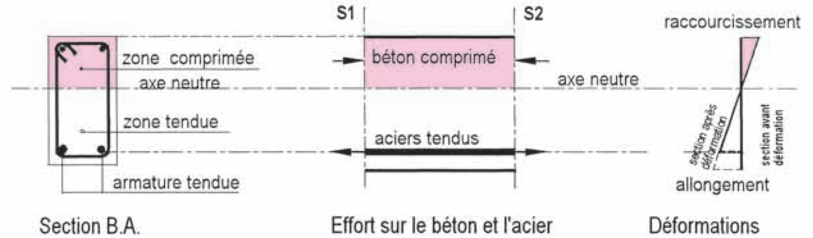


Fig. 64

Application du principe béton armé

- **Les aciers principaux** sont placés en zone inférieure de la poutre avec crochets d'extrémités.
- **Le béton** équilibre seul l'effort de compression en partie supérieure.
- **Les armatures transversales** sont nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant.

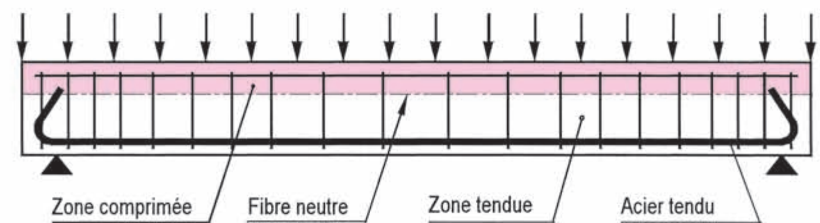


Fig. 65 : Organisation d'une poutre

Condition d'équilibre statique au moment de flexion

La somme des projections horizontales des forces doit être nulle (fig. 66) :

$$N_b + N_a = 0$$

Le moment de flexion des forces extérieures est égal au moment des forces intérieures dans une section **S** quelconque située à une distance x de l'appui gauche. Z étant le bras de levier ou distance des points d'application entre N_b et N_a :

$$M(x) = N_b \cdot Z \text{ ou } M(x) = N_a \cdot Z$$

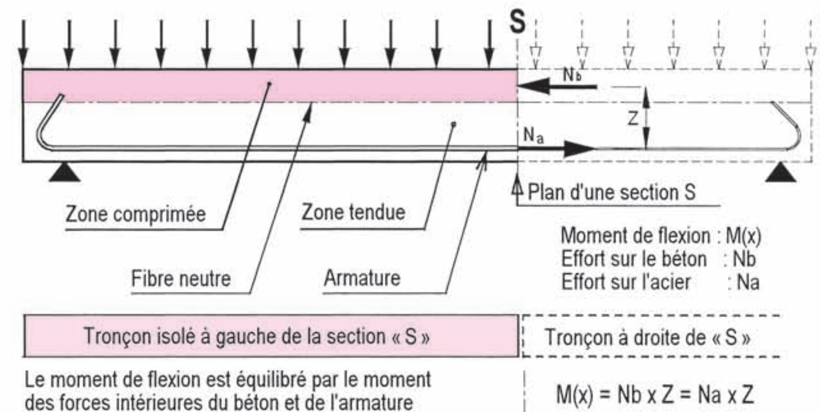


Fig. 66

11. Moment de flexion en une section de poutre

Le moment de flexion en travée de poutre est proportionnel :

- **à la portée de la poutre prise**. Elle est égale à la distance :
  - entre appuis, dans le cas d'appuis en béton armé comme les poteaux,
  - en considérant dans le cas de murs en maçonnerie une répartition triangulaire des pressions sur chaque appui d'extrémité ;
- **aux charges appliquées,** réparties ou concentrées.

Le moment de flexion au droit des appuis nécessite des aciers en partie supérieure de la poutre, dans la zone tendue.

Les aciers tendus en lit inférieur sont toujours prolongés sur les appuis de poutre.

Les contraintes dans une section sur le béton comprimé et l'acier tendu sont proportionnelles :
- au moment de flexion ;
- à la plus grande distance à partir de la fibre moyenne.

La résistance au moment de flexion d'une poutre intervient par le carré de sa hauteur utile, tant à l'état limite de service qu'au calcul à l'état limite ultime.

À l'**état limite de service**, on considère un comportement élastique du béton et de l'acier. La section d'acier est remplacée dans les calculs par une section de béton **n** fois plus grande. Le coefficient d'équivalence **n** est égal à 15.

À l'**état limite ultime,** on applique la règle des trois pivots avec utilisation d'un diagramme simplifié de compression du béton dit « diagramme rectangulaire », ou d'un diagramme des contraintes dit « parabolique ».

Principe : on cherche à utiliser les caractéristiques mécaniques de l'acier au maximum en fonction des conditions de limitation de la fissuration des ouvrages : peu nuisible, préjudiciable ou très préjudiciable.

Notion de contrainte en un point

La contrainte normale **σ** en un point est le quotient de la force intérieure élémentaire **df** qui s'exerce sur un élément de surface **ds** très petit.

Force élémentaire intérieure : **df = σ . ds**

Prenons l'exemple d'une éprouvette en métal sollicitée en traction par un effort normal de traction **F**.

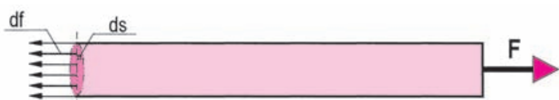


Fig. 67 : Effort normal F de traction

L'équation d'équilibre exige, avec l'hypothèse d'une répartition uniforme, des contraintes **σ** :

$$+\sigma \,.\, \Sigma\, ds - F = 0, \text{ avec } \Sigma\, ds = S$$

Contrainte de traction exercée : **σ = F/S**

Règle des 3 pivots (A, B, C) dans le calcul à l'ELU

On distingue 3 domaines à l'aide de 3 pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation de la section issues de l'un des pivots (fig. 71).

Considérons par exemple le pivot A et le domaine 1 limité par AA' et le pivot B.

Les droites pivotant en A, situé au niveau du centre de gravité des aciers, matérialisent les diagrammes possibles de déformation de la section.

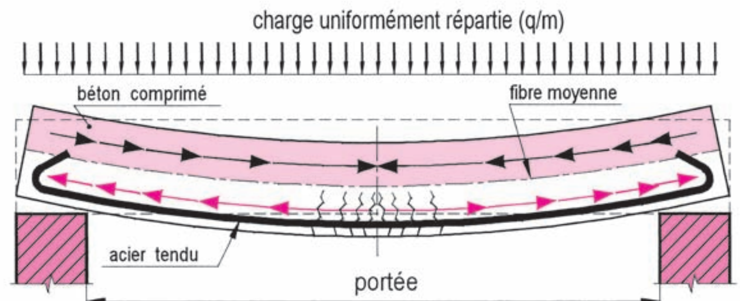


Fig. 68 : Poutre fléchie, effet du moment de flexion

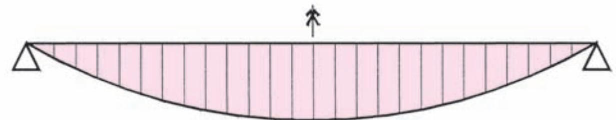


Fig. 69 : Moment de flexion maximal au milieu de la portée, Mf = Ql²/8

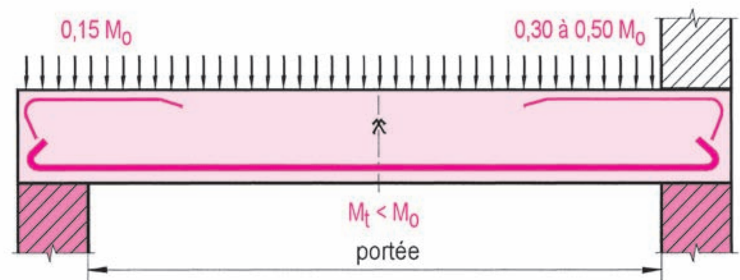


Fig. 70 : Chapeaux prescrits aux extrémités de poutre

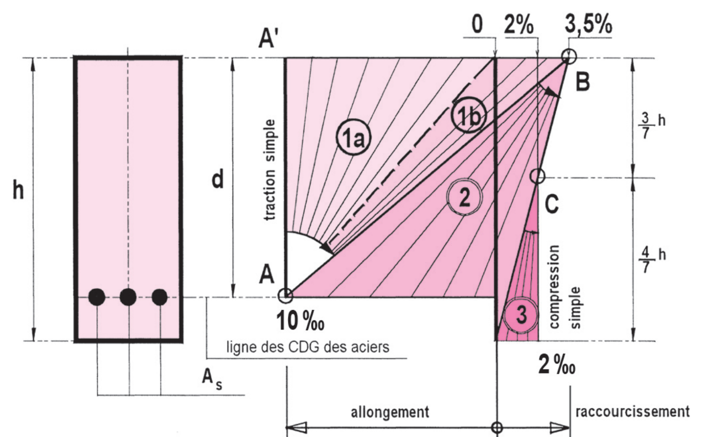


Fig. 71 : Règle des 3 pivots et diagrammes de déformations d'une section à l'ELU

Matériau acier	Matériau béton
Régions 1A et 1B Allongement constant pris égal à 10 ‰ Contrainte de calcul maximale **L'acier est bien utilisé** dans tous les cas pour les ouvrages courants tels que les poutres, les dalles ou les dallages.	**Région 1A** Le béton est tendu $0 < \varepsilon_{bu} \leq$ **10 ‰** Cas des tirants en BA **Région 1B** Le béton subit un raccourcissement relatif $0 < \varepsilon_{bu} \leq$ **3,5 ‰** La fibre supérieure est comprimée La section est partiellement comprimée comme dans le cas fréquent des poutres et des dalles

12. Diagrammes de déformations et contraintes en flexion simple

Section rectangulaire soumise à un moment de flexion simple à l'état limite de service (ELS)

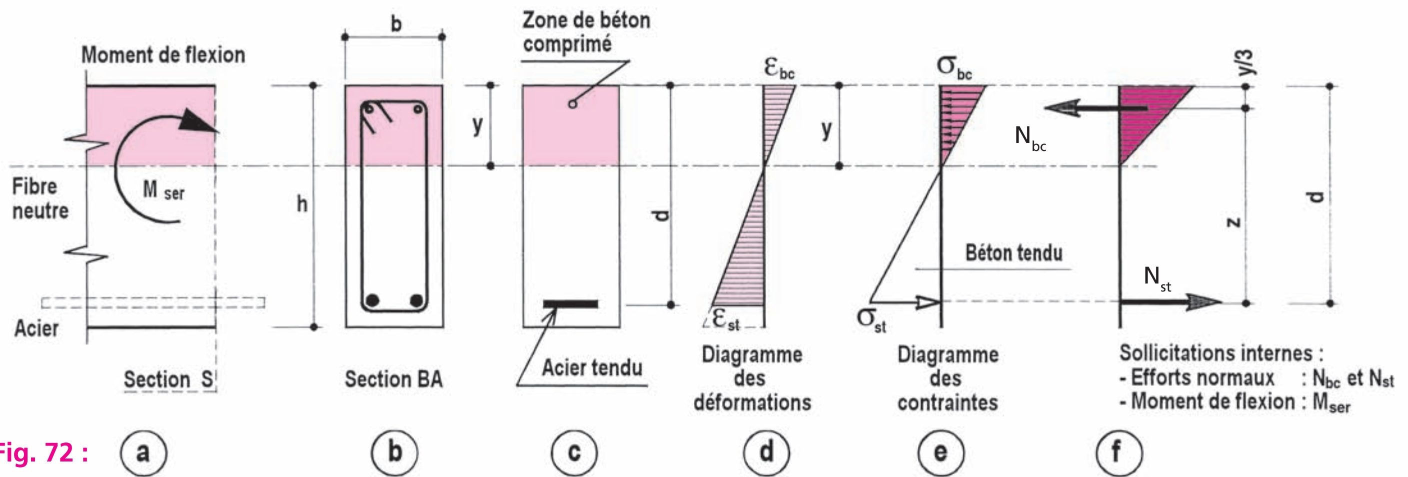


Fig. 72 : a b c d e f

Diagramme triangulaire des contraintes du béton à l'ELS et notations			
Figure	**Légende**	**Figure**	**Légende**
a	Section **S** sollicitée par un moment de flexion $\mathbf{M_{ser}}$	d	Raccourcissement relatif du béton comprimé : $\boldsymbol{\varepsilon_{bc}}$ Allongement relatif de l'acier tendu : $\boldsymbol{\varepsilon_{st}}$
b	Hauteur de la zone comprimée du béton : **y**	e	Contrainte de compression du béton : $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ Contrainte de traction de l'acier : $\boldsymbol{\sigma_{st}}$
c	Hauteur utile de la section : **d** Bras de levier : **Z =** (d – y/3)	f	Effort de compression du béton comprimé : $\mathbf{N_{bc}}$ Effort normal de traction de l'acier tendu : $\mathbf{N_{st}}$

Section rectangulaire soumise à un moment de flexion simple à l'état limite ultime (ELU)

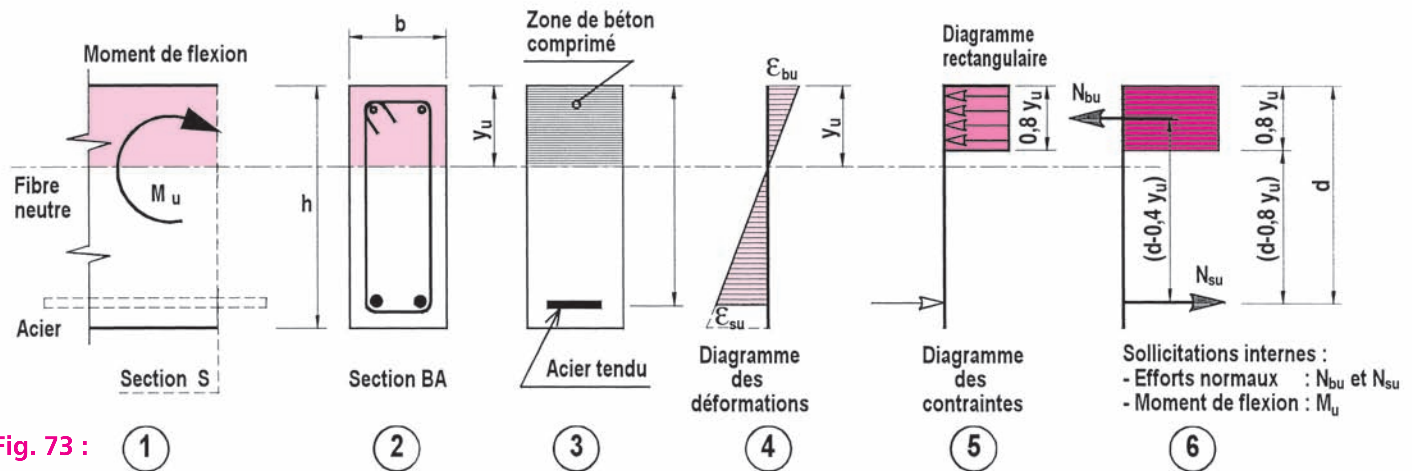
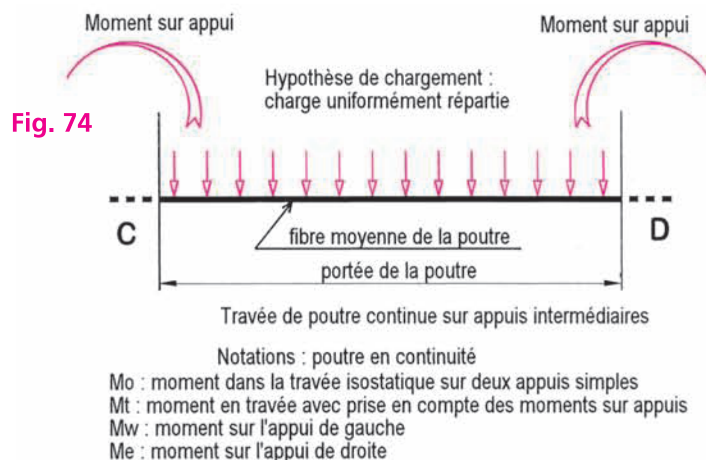


Fig. 73 : 1 2 3 4 5 6

<table>
<tr><th>Figure</th><th colspan="3">Diagramme rectangulaire simplifié des contraintes du béton à l'ELU et notations</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Section S sollicitée par un moment de flexion $\mathbf{M_u}$
Combinaison de chargement : 1.35 G + 1,5 $\mathbf{Q_b}$</td><td colspan="2">Diagramme rectangulaire</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Largeur de la section : b
Position de la fibre neutre à partir de la fibre la plus comprimée : $\mathbf{y_u}$</td><td colspan="2" rowspan="2">La valeur de la contrainte de calcul f_{bu} est constante sur la hauteur prise égale à 0,80 y_u à partir de la fibre la plus comprimée
Ce diagramme simplifié s'utilise surtout pour les calculs en flexion simple au lieu du diagramme parabole rectangle</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Zone de béton comprimé sur la hauteur $\mathbf{y_u}$ et sur la largeur b</td></tr>
<tr><td rowspan="2">4</td><td rowspan="2">Raccourcissement relatif du béton comprimé : $\boldsymbol{\varepsilon_{bu}}$
Allongement relatif de l'acier tendu : $\boldsymbol{\varepsilon_{su}}$</td><td>à compter de la fibre neutre</td><td>Contrainte de calcul</td></tr>
<tr><td>$0 < y_u < 0,20\ y_u$</td><td>Contrainte Nulle</td></tr>
<tr><td>5</td><td>Contrainte de compression du béton : $\mathbf{f_{bu}}$
Contrainte de traction de l'acier : $\mathbf{f_{su}}$</td><td>$0,20\ y_u \leq y_u \leq y_u \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85\ f_{c28}}{\theta \cdot \gamma b}$</td><td>Contrainte en fonction de la résistance caractéristique du béton à 28 jours affectée de coefficients de minoration</td></tr>
<tr><td>6</td><td>Effort de compression du béton comprimé : $\mathbf{N_{bu}}$
Effort normal de traction de l'acier tendu : $\mathbf{N_{su}}$
Bras de levier : $\mathbf{Z_u}$ = (d – 0,4 . y_u)</td><td colspan="2">Le diagramme rectangulaire s'utilise uniquement si la section considérée n'est pas entièrement comprimée
Le diagramme parabole rectangle est utilisable dans tous les cas</td></tr>
</table>

Fig. 74



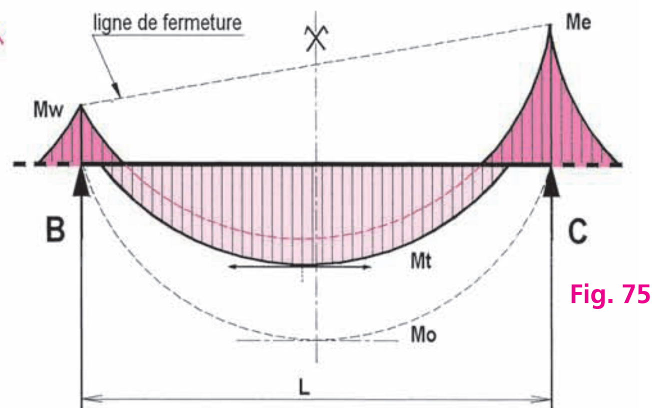
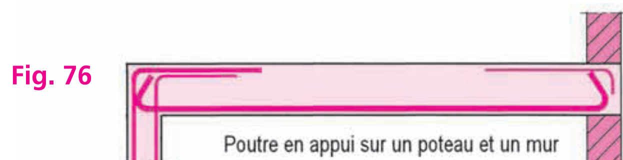


Fig. 75

Fig. 76



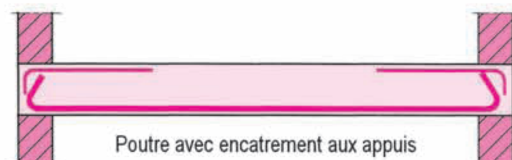


Fig. 77

Fig. 78

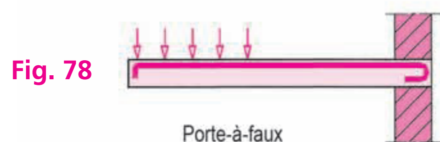




Fig. 79

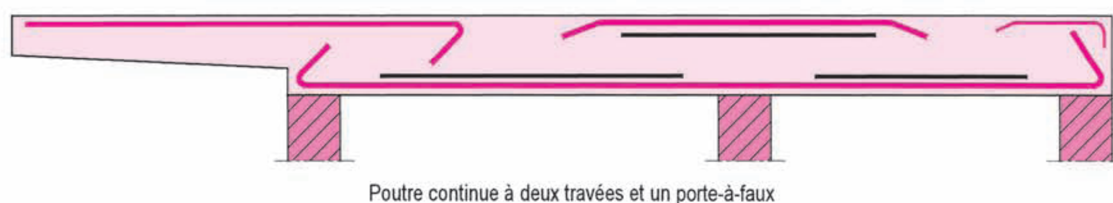


Fig. 80

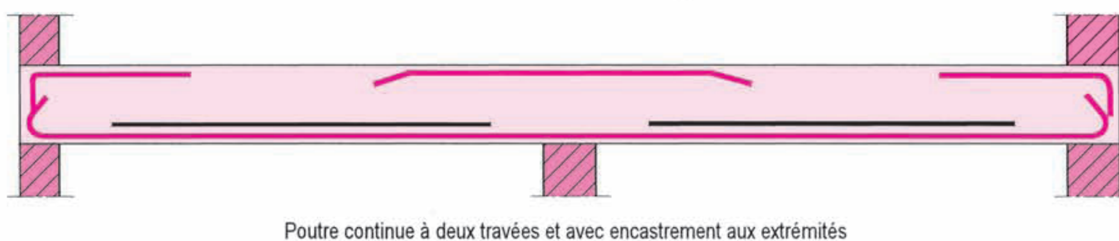


Fig. 81

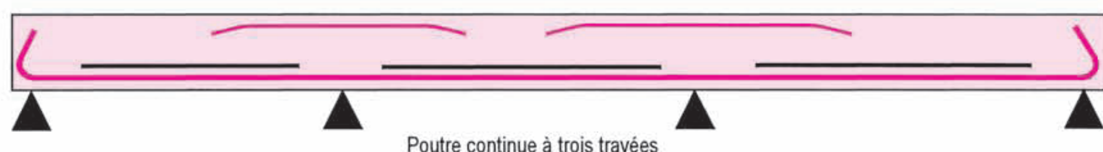


Fig. 82

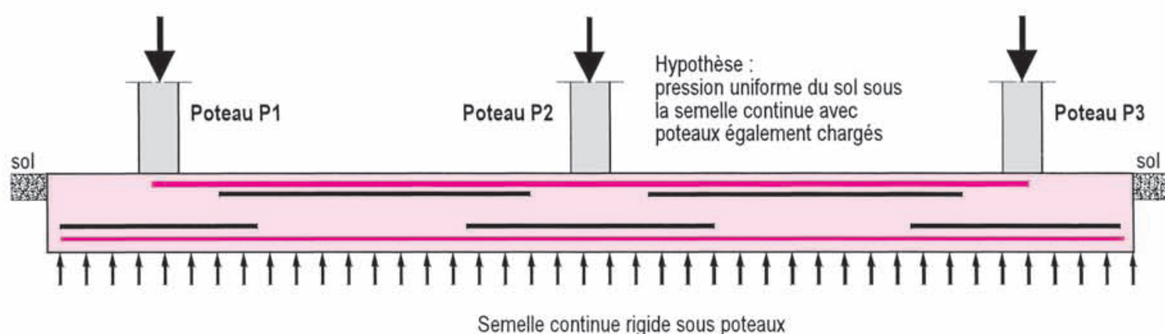


Fig. 83

14. Effet produit dans les sections par l'effort tranchant

Prenons l'exemple d'une poutre soumise à la flexion simple (fig. 84).

Le moment de flexion **M** varie sous l'effet du chargement entre les sections **S1** et **S2** ainsi que l'effort tranchant **V**.

Des contraintes tangentielles de cisaillement se développent dans la matière sur les facettes des éléments très petits (parallélépipèdes), représentés fig. 85 et 86. **Cet effort de glissement est provoqué à la fois :**

- **dans les sections transversales perpendiculaires** à la fibre moyenne longitudinale ;
- **dans les sections parallèles à la fibre moyenne** car l'effort normal de traction sur l'acier varie d'une section à l'autre et un effort de glissement existe.

Ces contraintes se combinent à leur tour pour donner des **contraintes principales de compression et de traction orientées à 45°**.

Ce sont les contraintes de traction qui ont tendance à former la microfissuration des poutres dans la zone tendue, où déjà la résistance du béton à la traction est faible.

Des amorces de fissures à 45° au voisinage des appuis, où l'effort tranchant est maximal, en sont la conséquence (fig. 88).

Mécanisme de la microfissuration dans les poutres

Isolons un petit prisme élémentaire dans la zone tendue de la poutre où le béton tendu n'est pas pris en compte au voisinage des appuis et à chacune des extrémités (fig. 85a).

Il règne dans la section transversale (facette verticale) une contrainte de cisaillement, et dans la section parallèle (facette horizontale) à la fibre moyenne une contrainte de glissement (fig. 85a).

La contrainte de cisaillement est égale à la contrainte de glissement en raison de l'équilibre du prisme élémentaire. Il en résulte des contraintes principales de compression et de traction de directions obliques (fig. 85b).

Ce sont les contraintes de traction qui ont tendance à étirer le béton dans les zones déjà tendues pour provoquer des microfissures inclinées à 45° environ (fig. 86 et 91).

Les armatures transversales ont donc pour rôle de limiter la fissuration et sont soumises à une sollicitation de traction en travaillant comme des suspentes. Les cadres et étriers nécessaires seront tendus et non pas cisaillés.

Règles de construction

- **Le règlement béton armé** envisage la vérification des armatures transversales uniquement à l'état limite ultime en utilisant la combinaison **1,35 G + 1,5** $\mathbf{Q_B}$ dans les cas usuels.
- **L'effort tranchant est généralement maximal** au voisinage immédiat d'un appui, à gauche et à droite d'un appui intermédiaire par exemple (cf. les diagrammes du formulaire RDM p. 64).
- **Les cadres et étriers sont en conséquence moins espacés** aux appuis qu'en milieu de poutre où ils sont cependant nécessaires (fig. 91 et 99).
- **La vérification de la contrainte du béton comprimé des bielles et des armatures transversales** (cadres) utilise l'analogie de la poutre à treillis (théorie Ritter-Mörsch).

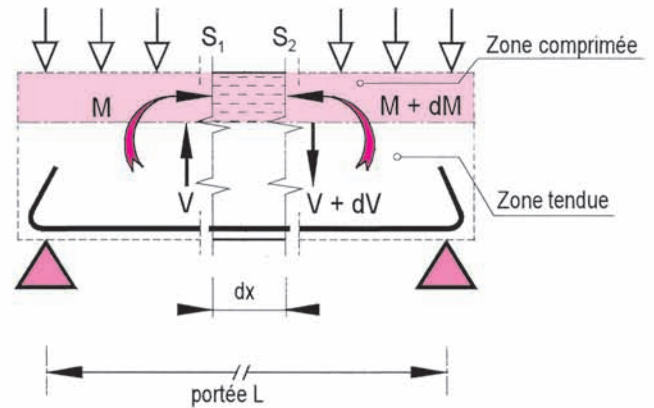


Fig. 84 : Sollicitations sur des sections voisines de dx

Fig. 85a

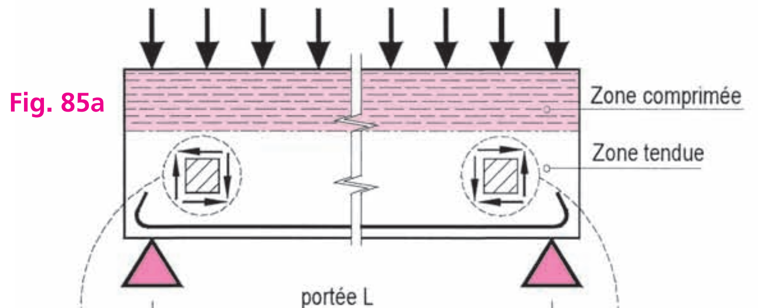


Fig. 85b

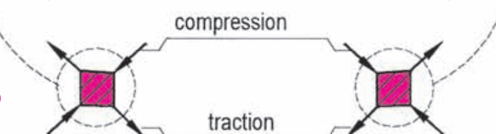


Fig. 86

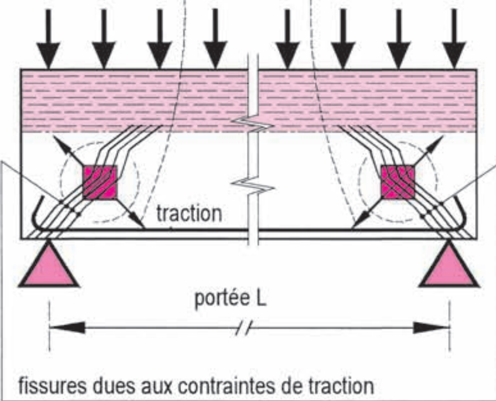


Fig. 85 et 86 : Contraintes principales de traction à 45°

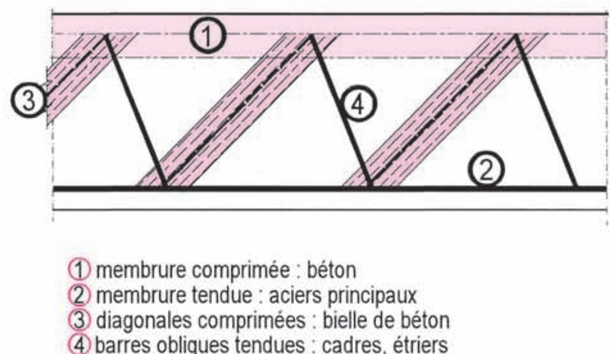


Fig. 87 : Analogie avec une poutre en treillis

15. Fissuration d'effort tranchant

L'effort tranchant développe dans la poutre des contraintes de traction à 45°. Étant donné que le béton résiste peu à la traction, des fissures sont à craindre au voisinage de l'appui (fig. 88).

- **Les armatures transversales ont pour rôle :**
  - **de maintenir les aciers longitudinaux** en position et de faciliter l'enrobage réglementaire ;
  - **de « coudre » les fissures inclinées** dues à la mise en traction du béton ;
  - **de constituer une série de suspentes** reliant la zone tendue de la poutre à sa zone comprimée en frettant le béton.

- **Les sections sont plus sollicitées vers l'appui.**

> Indication sur le mode de transfert
>
> **On admet une charge uniforme** et un prédécoupage par tronçons du n° 1 au n° 7 à partir de l'axe de la poutre (fig. 89).
>
> Le tronçon n° 4 par exemple porte les tronçons n° 1, n° 2 et n° 3 par sa section à sa droite avec les charges correspondantes à l'état limite ultime. Il en est de même pour les autres, jusqu'à l'appui qui supporte les charges de la demi-poutre.
>
> **Le diagramme des efforts tranchants** dans chaque section est linéaire dans ce cas (fig. 90).

Dispositions des cadres et étriers

- **Armatures droites** (fig. 92)

Elles sont disposées verticalement en raison de la facilité de réalisation des châssis d'armature de poutre généralement en usine, d'après les plans de béton armé. La nomenclature et les espacements sont indiqués sur les plans.

- **Armatures inclinées** (fig. 93)

L'inclinaison varie entre 45 et 90° par rapport à l'horizontale. L'angle préférentiel est de $\pi/8$ par rapport à la verticale.

- **Suspentes en V** (fig. 94)

La charge d'une poutre secondaire est relevée ainsi à la partie supérieure comprimée de la poutre porteuse.

- **Cadres et barres relevées** (fig. 95)

Les barres relevées reprennent une part d'effort tranchant et sont recommandées si les espacements des cadres deviennent trop rapprochés pour un bétonnage correct des zones d'appui.

Conditions d'appui

Une poutre en béton armé se comporte, par analogie, comme une poutre en treillis (fig. 87 et légende avec n° repères). Les diagonales comprimées (3) par des biellettes de béton inclinées à 45° transmettent les charges sur chaque appui de rive ou intermédiaire.

L'effort de compression dans la bielle est équilibré par la réaction d'appui et l'effort de traction sur les aciers.

Les conditions requises sont les suivantes :

- une section minimale d'acier As est exigée sur l'appui ;
- la contrainte de compression admise dans la bielle conditionne la largeur et la profondeur d'appui.

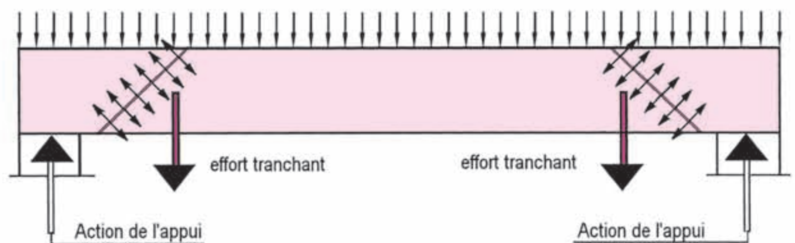


Fig. 88 : Effort tranchant, risque de fissures inclinées à 45° au voisinage des appuis

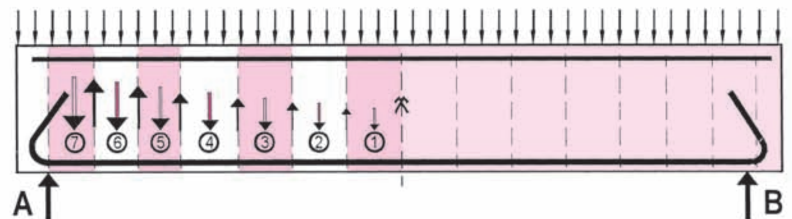


Fig. 89 : Schéma de principe de la transmission d'effort tranchant entre les tronçons n° 1 à 7

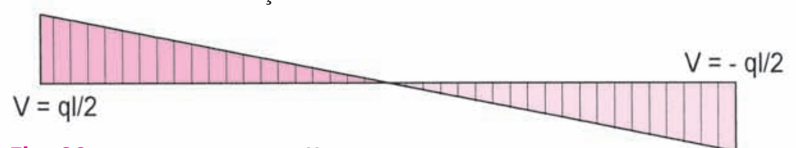


Fig. 90 : Diagramme de l'effort tranchant **V** maximal aux appuis

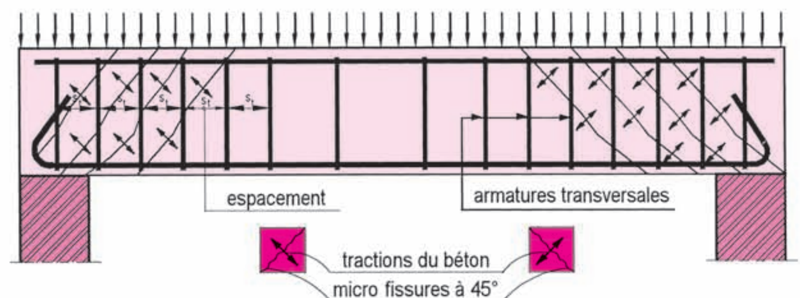


Fig. 91 : Armatures transversales (cadres et étriers) plus resserrées aux appuis

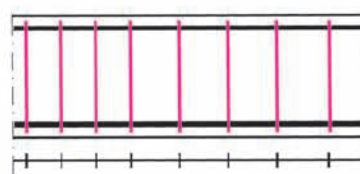


Fig. 92 : Armatures transversales droites

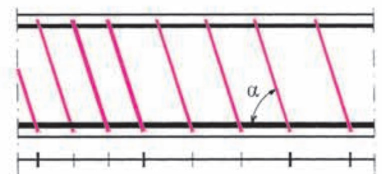


Fig. 93 : Armatures inclinées d'un angle α

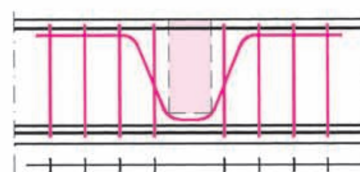


Fig. 94 : Suspentes en V pour appui poutre/poutre

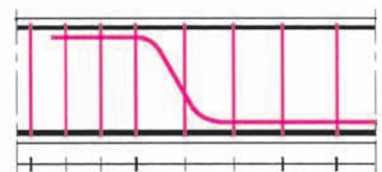


Fig. 95 : Cadres + barres relevées à 45°

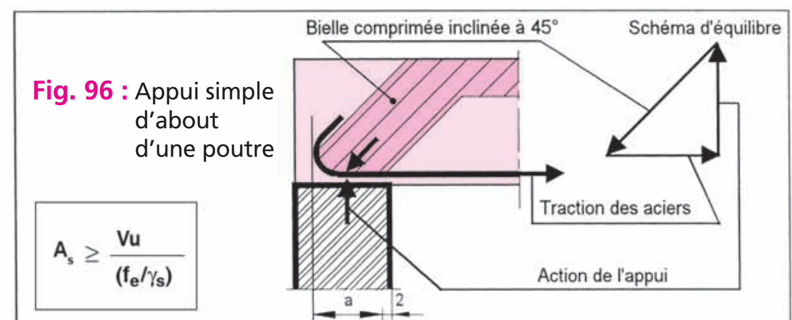


Fig. 96 : Appui simple d'about d'une poutre

Notations	Conditions
A_t : somme des aires des sections d'un cours d'armatures transversales s_t : espacement entre deux cours successifs de cadres ou étriers f_{tj} : résistance caractéristique de traction du béton plafonnée à 3,3 MPa f_e : limite élastique de l'acier γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier égal à 1,15 coefficient **k** : – k = 1 dans le cas de la flexion simple et fissuration non préjudiciable – k = 0 en cas de fissuration préjudiciable ou de reprise de bétonnage sans indentations > 5 mm de reprise de bétonnage V_u : effort tranchant à l'état limite ultime b_o : épaisseur de l'âme d : hauteur utile de la section ι_u : contrainte tangente conventionnelle ($\iota_u = V_u / b_o \cdot d$)	L'espacement initial est déterminé en tenant compte du règlement du béton armé pour la justification à l'état limite ultime BAEL (A.5.1). Cas de la flexion simple et armatures droites : • $s_t \leq \dfrac{0{,}9\ At \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_o\,(\tau_u - 0{,}3\ f_{tj} \cdot k)}$ **Application** • Poutre uniformément chargée de portée 5 m • Effort tranchant V_u = 9 000 daN ou 0,09 MN • Section rectangulaire : 0,20 x 0,40 et d = 0,36 m • Béton C 25/30 et f_{t28} = 2,10 MPa • Cadres en acier HA 500 de diamètre 6 mm • Section A_t pour deux brins de ∅ 6 mm → A_t = 0,57 cm² • Contrainte tangente ($\iota_u = V_u / b_o \cdot d$) ι_u = 0,09 MN / (0,20 . 0,36) = 1,25 MPa • Utilisation de la formule avec k = 1 : $s_t \leq \dfrac{0{,}9 \times 0{,}57 \times 10^{-4} \times 500}{1{,}15 \times 0{,}20\,(1{,}25 - 0{,}3 \times 2{,}1)}$ $s_t \leq$ 0,18 m ou 18 cm En cas de fissuration très préjudiciable, on a un espacement initial $s_t \leq$ 9 cm avec k = 0

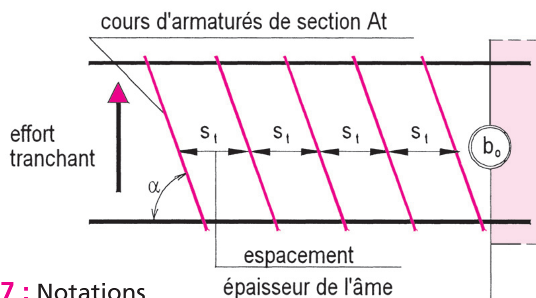


Fig. 97 : Notations

- **Espacement maximal des cours successifs d'armatures transversales**

Il est au plus égal à la plus basse des valeurs :

$$s_t \leq \min\{0{,}9\ d\ ;\ 40\ cm\}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0{,}4 \cdot b_o}$$

d : hauteur utile de la poutre, c'est-à-dire hauteur comprise entre la fibre la plus comprimée du béton et le centre de gravité des aciers tendus

A_t : section des brins du cadre ou de l'étrier

f_e : limite élastique de l'acier

b_o : largeur minimale de l'âme

Dispositions constructives minimales

- Diamètre des aciers transversaux (symbole Φ_t)

Notations

Φ_t : diamètre des cadres et étriers
h : hauteur totale de la section
b_o : épaisseur d'âme de la poutre
Φ_L : diamètre des barres longitudinales

- **Le diamètre des armatures d'âme** est au plus égal à :

$$\Phi_t \leq \min\{h / 35\ ;\ b_o / 10\ ;\ \Phi_L\}$$

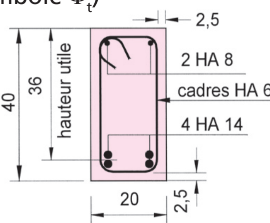


Fig. 98

Exemple 1
Poutre de section 20 x 40 cm armée de 4 HA 14, disposés en 2 lits avec un enrobage de 2 cm sur les cadres de diamètre 6 mm.
Pour des valeurs de h, b_o et Φ_L exprimées en mm, on a :
$\Phi_t \leq \min\{11;\ 20;\ 14\}$
Le choix de cadres de diamètre 6 mm convient.

Exemple 2

Mêmes données que précédemment avec espacement des cadres de 20 cm à mi-portée.

Hauteur utile d = 40 - (1,4 + 0,6 + 2)= 36 cm

Espacement s_t = min {0,9 x 36 ; 40 cm}, soit s_t =32 cm

$s_t \leq \dfrac{A_t \cdot f_e}{0{,}4 \cdot b_o}$ donne $s_t \leq$ 35,62 cm

L'espacement de 20 cm entre les cadres convient.

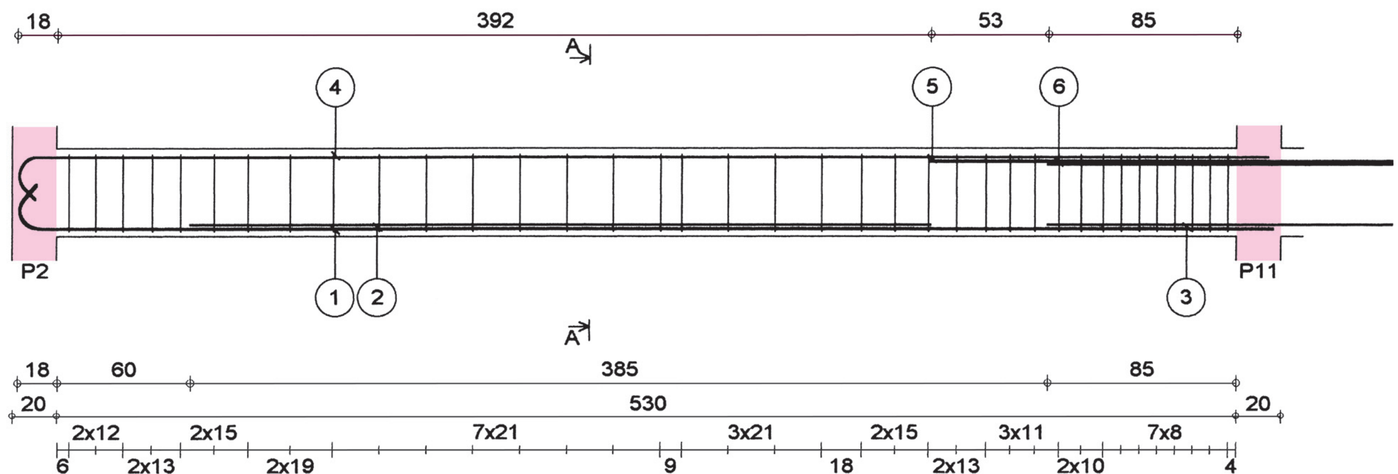
Détermination pratique des espacements des cours	Exemple de répartition des cours
La règle de Caquot s'utilise sous réserve : • de charges uniformément réparties ; • de poutres de section constante soumises à la flexion simple.	Cas précédent en fissuration non préjudiciable. Valeur de l'espacement initial avec $V_{u\,max} \rightarrow s_t$ = 18 cm Portée de la poutre 5 m
La procédure à suivre est la suivante : • déterminer le premier espacement s_t à partir de l'appui ; • positionner le premier cours à une distance s_t / 2 de l'appui ; • prendre la suite des valeurs suivantes par groupe d'espacements : 7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40. Chaque valeur est répétée autant de fois que le nombre de mètres dans la ½ portée.	**Choix de la répartition des cadres** • Espacement calculé s_t = 18 cm • Le premier cours sera à 9 cm de l'appui • Valeurs à prendre pour les groupes d'espacements : 16 x 3, 20 x 3, 25 x 3, etc. avec la règle de Caquot ci-contre. Les espacements maximaux des cours d'armatures transversales sont à respecter.

17. Indications de la notice de calcul et plan d'armatures de la poutre

Caractéristiques	Géométrie	Chargement	Sollicitations (ELU)	Section d'aciers
Nombre de travées : 2 Cas de fissuration : non préjudiciable Sismicité : zone 0 Résistance du béton à 28 jours : 25 MPa Limite élastique de l'acier : 500 MPa Masse volumique du béton : 2 500 kg/m³ Enrobage des barres : 2,5 cm	Section : 20 x 40 cm Portée entre nus d'appuis : 5,30 m Longueur de l'appui de gauche (poteau **P2**) : 20 cm Longueur de l'appui de droite (poteau **P11**) : 20 cm	Charges uniformes : G = 2 000 daN/m Q_B = 500 daN/m Combinaison à l'ELU : 1,35 G + 1,5 Q_B	En travée : Moment de flexion max. M = 8 770 daN.m Appui gauche V_g = 6 640 daN Appui droit V_d = 9 540 daN Moment de flexion sur l'appui droit M = - 8 220 daN.m	Travée fibre sup. : 3,08 cm² Travée fibre inf. : 7,10 cm² **Appui gauche** • Fibre sup. : 0,87 cm² • Fibre inf. : 1,87 cm² **Appui droit** • Fibre sup. : 6,98 cm² • Fibre inf. : 3,17cm²

Autres rubriques avec les valeurs affichées correspondantes				
Cisaillement sur appuis	Contrainte dans la bielle d'appui	Volume de béton Métré du coffrage	Métré des aciers et ratios	Évaluation des flèches

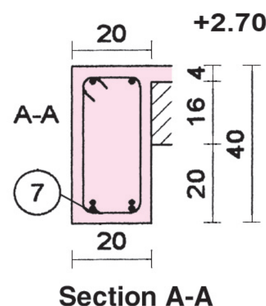
Plan de ferraillage de la poutre L1



Localisation	Poutre L1
Ht RdC	Section 20 x 40

Béton	C 25/30
Acier	Fe E 500
Granulat max.	20 mm
Enrobage mini.	25 mm

Fig. 99 : Plan de ferraillage de la poutre L1



Section A-A

- **Lecture du plan de ferraillage**
  - Repérage : poutre L1 du plancher haut du rez-de-chaussée
  - Points d'appui :
    - à gauche : poteau P2
    - à droite : poteau P11
  - Portée : 5,30 m
  - Section de béton : 20 x 40 cm
  - Plancher à poutrelles : type 16 + 4
  - Enrobage : 2,5 cm
  - Niveau supérieur de la poutre : + 2,70 m

Détails des armatures

1	2 HA 16	l = 582	17 / 564
2	2 HA 14	l = 332	332
3	2 HA 12	l = 190	190
4	2 HA 14	l = 579	16 / 561
5	2 HA 16	l = 304	304
6	2 HA 12	l = 190	190
7	37 HA 6	l = 109 es = 11	35 / 15

- Tableau de repérage des barres et des cadres (exemple)

n°	Nombre d'éléments (barres ou cadres) Diamètre (mm)	Longueur développée (cm)	Forme
∆	2 HA 16	582	17 / 564
7	37 cadres HA Diamètre 6 Espacements suivant plan	109	35 / 15

	Cas de charge	Moment de flexion	Effort tranchant	Divers
①	q/m ; A ; B ; L $R_A = \frac{qL}{2}$ $R_B = R_A$ Charge uniformément répartie	x ; S ; L $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ pour $x_0 = \frac{L}{2}$ $M(x) = \frac{qx}{2}(L-x)$	A ; + ; S ; – ; B ; x ; L $V_A = \frac{qL}{2}$ $V_B = \frac{qL}{2}$ $V(x) = \frac{qL}{2} - qx$	Flèche (f) $f = -\frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EI}$ pour $x = \frac{L}{2}$
②	a ; b ; A ; B ; L $R_A = \frac{P \cdot b}{L}$ $R_B = \frac{P \cdot a}{L}$ Charge concentrée P	A ; B ; a ; b ; L $M_0 = \frac{P \cdot a \cdot b}{L}$ pour $x_0 = a$	A ; + ; – ; B ; a ; b $V_{\overline{AC}} = R_A$ $V_{\overline{CB}} = -R_B$ $V_{\overline{AC}}$ signifie V entre A et C	Si $a = b = \frac{L}{2}$ $R_A = \frac{P}{2}$ $M_0 = \frac{P \cdot L}{4}$ $f = -\frac{PL^3}{48\,EI}$
③	$R_A = \frac{qL}{4}$ $R_B = R_A$ A ; B ; L Charge répartie (triangle isocèle)	A ; B ; L $M_0 = \frac{qL^2}{12}$ pour $x_0 = \frac{L}{2}$	$V_A = R_A$ $V_B = -R_B$ A ; + ; – ; B ; L/2 $V(x) = \frac{qL}{4}\left[1 - 4\frac{x^2}{L^2}\right]$ pour $x \leqslant \frac{L}{2}$	Avec $P = \frac{qL}{2}$: $R_A = \frac{P}{2} = R_B$ $M_0 = \frac{PL}{6}$ $V = 0$ pour $x = \frac{L}{2}$
④	q ; A ; B ; L $R_A = \frac{qL}{6}$ $R_B = \frac{qL}{3}$ Charge à répartition variable	A ; B ; L $M_0 = \frac{qL^2}{9\sqrt{3}}$ pour $x_0 = \frac{L}{\sqrt{3}}$	A ; + ; – ; B $V_A = R_A$ $V_B = -R_B$ $V = 0$ pour $x = \frac{L}{\sqrt{3}}$	Avec $P = \frac{q \cdot L}{2}$ $R_A = \frac{P}{3}$ $R_B = \frac{2}{3}P$ $M_0 = \frac{2PL}{9\sqrt{3}}$
⑤	$R_A = \frac{qL}{2}$ $R_B = \frac{qL}{2}$ q/m ; A ; B ; L Charge uniformément répartie	L/2 ; A ; B ; L $M_A = -\frac{qL^2}{12}$ $M_B = -\frac{qL^2}{12}$	A ; + ; S ; – ; B ; x ; L $V_A = R_A$ $V_B = -R_B$	Pour $x_0 = L/2$: $V = 0$ $M_0 = \frac{qL^2}{24}$ flèche $= -\frac{qL^4}{348\,EI}$
⑥	$M_1 = 0$ $M_2 = -0{,}125qL^2$ $M_3 = 0$ ← Moment sur appuis q/m ; q/m ; A ; B ; C ; L ; L Cas de deux travées $R_1 = 0{,}375qL$ $R_2 = 1{,}250qL$ $R_3 = 0{,}375qL$ ← Actions des appuis			**Moments en travée** $M_{1-2} = 0{,}070qL^2$ $M_{2-3} = 0{,}070qL^2$

19. Exemple d'utilisation du formulaire

Poutre porteuse d'un pignon maçonné et de la charpente

Données

- Portée de la poutre : 5,40 m
- Section de la poutre : 20 x 50
- Poids volumique du béton : 2 500 daN/m³
- Pente du toit : 45° avec couverture en ardoises
- Pignon maçonné en blocs creux de béton d'ép. 20 cm

  Blocs hourdés + enduit mortier → 270 daN/m²
- Charge en triangle de la maçonnerie avec valeur de q_{max} = 270 daN/m² x 3,00 m = 810 daN/m
- Charges concentrées des pannes évaluées à 380 daN par panne
- Poids propre par mètre de poutre : 0,20 x 0, 50 x 1,00 x 2 500 = 250 daN/m

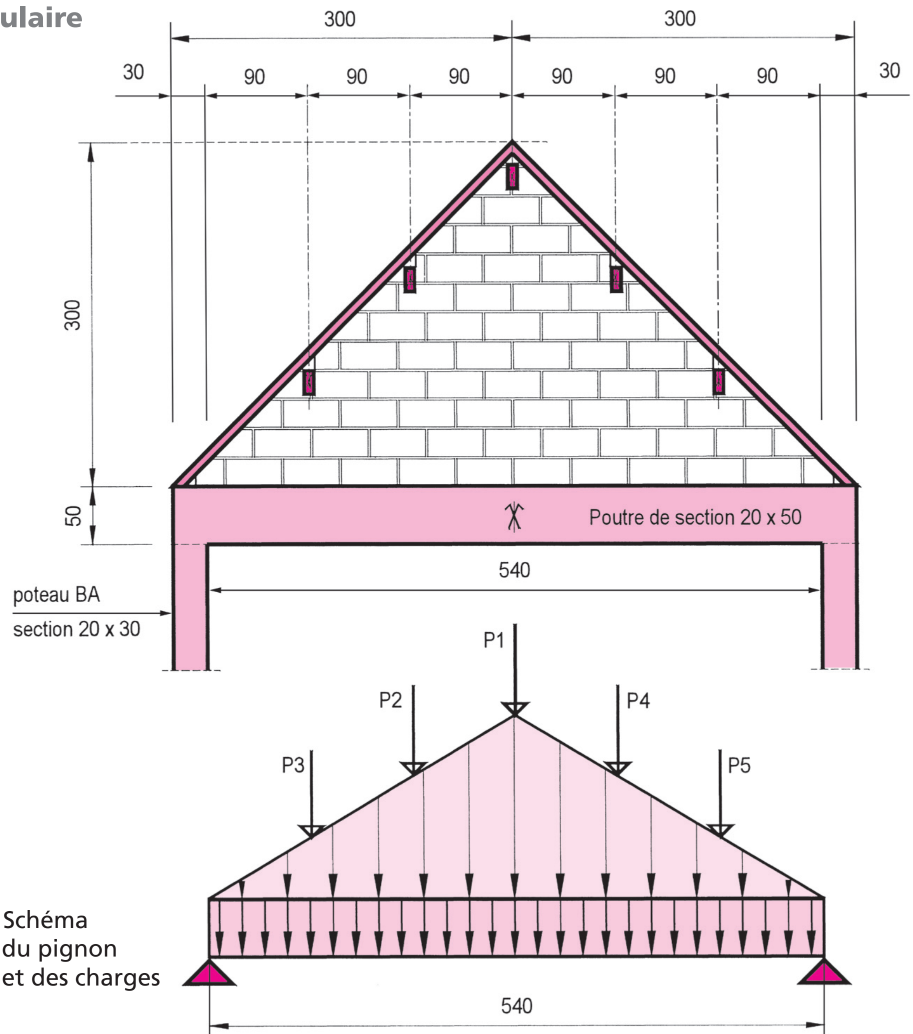


Fig. 100 : Schéma du pignon et des charges

Utilisation du formulaire suivant les cas de charges

Cas de charge	Moment de flexion	Valeur numérique	Observations
1 Charge uniformément répartie	$M_o = \frac{q \cdot L^2}{8}$	$M_{o1} = \frac{250 \times (5{,}40)^2}{8} \approx 912$ daN.m	$M_{o1} = R_A \times L/2 - q \times L/2 \times L/4$ $M_{o1} = (675 \times 2{,}70) - 250 \times 2{,}70 \times 1{,}35$ $M_{o1} \approx 912$ daN . m
3 Charge répartie en triangle isocèle	$M_o = \frac{q \cdot L^2}{12}$	$M_{o2} = \frac{810 \times (5{,}40)^2}{12} \approx 1\,968$ daN.m	avec $P = \frac{q \cdot L}{2}$, on a : $M_o = \frac{P \cdot L}{6}$ $P = \frac{810 \times 5{,}40}{2} = 2\,187$ daN $M_{o2} = \frac{2\,187 \times 5{,}40}{6} = 1\,968$ daN.m
2 Charge concentrée au milieu de la portée	Si a = b = L/2 $M_o = \frac{P \times L}{4}$	**Panne faîtière,** pour a = L/2 : $M_{o3} = \frac{380 \times (5{,}40)}{4} = 513$ daN.m	L = 5,40 m et a = 2,70 m P = 380 daN $R_A = \frac{P}{2} = 190$ daN $M_{o3} = 190 \times 2{,}70 = 513$ daN.m
2 Charges concentrées symétriques	$M_o = P \cdot a$ • Charges P3 et P5 a = 0,90 m • Charges P2 et P4 a = 1,80 m	**Pannes intermédiaires** pour a = 0,90 m : $M_{o4} = 380 \times 0{,}90 = 342$ daN.m pour a = 1,80 m : $M_{o5} = 380 \times 1{,}80 = 684$ daN.m	Deux charges concentrées P symétriques par rapport à l'axe Actions des appuis : $R_A = R_B = P$ Moment de flexion max. : $M_o = P \cdot a$ a P P a C D A $M_o = P \cdot a$ B
Moment de flexion maximal	Application du principe de superposition des forces $M_{max} = M_{o1} + M_{o2} + M_{o3} + M_{o4} + M_{o5}$		$M_{max} = 4\,419$ daN.m ou $M_{max} = 44\,190$ N.m ou 0,044 190 MN.m

Chapitre 5

Armatures et dispositions constructives des ouvrages en béton armé

1. Principaux ouvrages porteurs d'une construction

Ouvrages en maçonnerie et en béton armé.

- **Éléments porteurs horizontaux** généralement en béton armé :
  - semelles de fondation sous murs ou sous poteaux ;
  - planchers en dalle pleine sur terre-plein ou avec poutrelles et entrevous ;
  - linteaux de baies, poutres, corniches, balcons, chaînages.
- **Éléments porteurs verticaux** et réalisés :
  - **soit en maçonnerie** de blocs béton ou de terre cuite pour les murs de façade, de refend, de pignon ;
  - **soit en béton armé** pour les poteaux, les raidisseurs d'angle ou intermédiaires.
- **Éléments inclinés** tels que paillasses d'escalier en béton armé, chaînages rampants des pignons, etc.

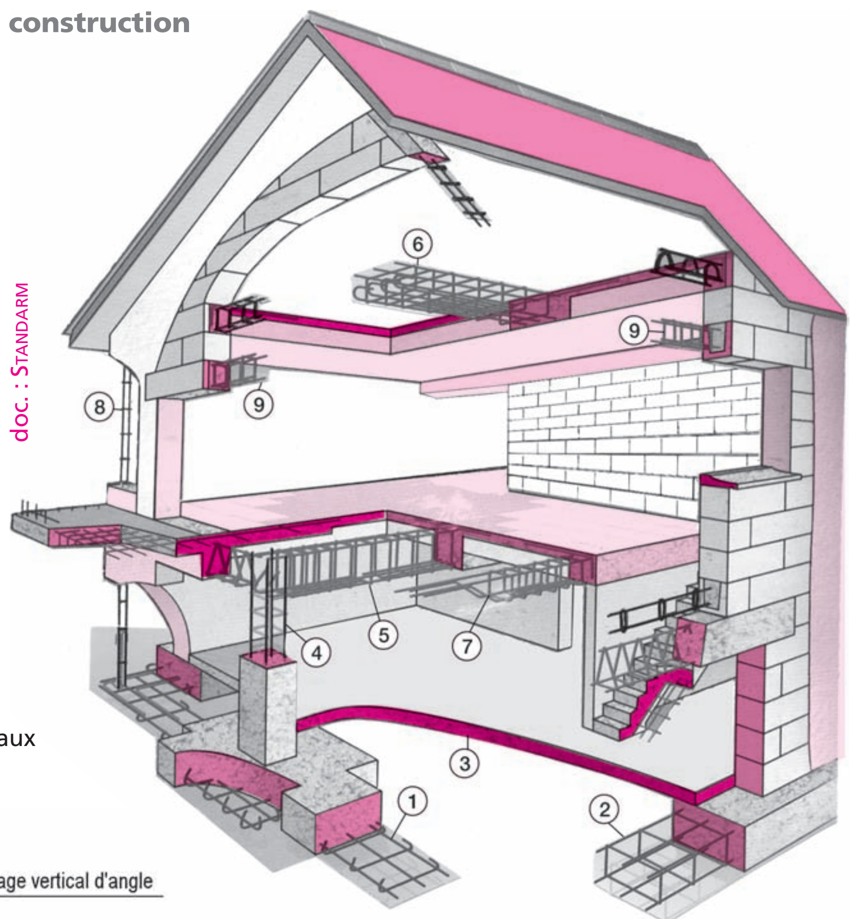


Fig. 1 : Ouvrages en béton armé associés aux maçonneries de mur

Armatures des ouvrages

1. Semelle plate filante sous murs et poteaux
2. Semelle renforcée
3. Dalle sur terre-plein ou sur vide sanitaire
4. Poteau en béton armé
5. Poutre avec retombée sous plancher
6. Poutre plate incorporée dans l'épaisseur du plancher
7. Chevêtre près de la cage d'escalier
8. Raidisseur vertical d'angle
9. Linteau de baie

chaînage vertical d'angle
arase en microbéton (niveau du plancher)
< 5 m
linteau moulé dans les blocs en U
renfort horizontal en BA
chaînage horizontal au niveau du plancher
poteau incorporé
chaînage vertical
doublage isolant
poutre BA
chaînage vertical
1*
poutre continue
mur de soubassement
poteau central
semelle filante à armature renforcée
plancher à poutrelles et entrevous isolants
VS
1*
bloc d'angle pour chaînage vertical ou raidisseur
armature de semelle sous poteau
poteau incorporé
1* cf détail chapitre 5, figures 55 à 58
bloc d'angle
bloc courant
bloc en U

Fig. 2 : Gros œuvre – semelles et soubassement, murs et poteaux, poutres et plancher bas

Liaisons entre les ouvrages

Cette vue schématique présente les liaisons :

- **par recouvrement** de 50 fois le diamètre des aciers entre éléments verticaux ;
- **par des jonctions en U** entre chaînages verticaux et chaînages horizontaux ;
- **par des équerres** placées aux angles des encadrements de baies ;
- par des attentes entre semelles et chaînages verticaux ou poteaux en béton armé.

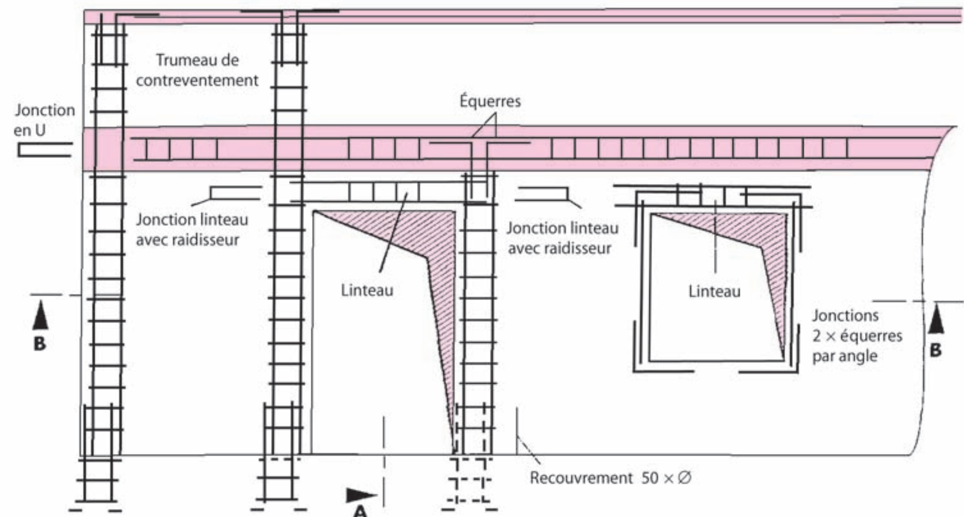


Fig. 3 : Façade en zone sismique avec des renforts d'armatures en encadrements de baie

Légende	
	Zone 1A
	Zone 1B
	Zone 2

Dispositions constructives minimales

Elles sont prescrites pour assurer les liaisons entre les ouvrages associés aux maçonneries et assurer la stabilité et la sécurité des habitations.

Elles concernent :

- les liaisons entre les fondations et les poteaux, les chaînages ou les raidisseurs en béton armé ;
- **les chaînages horizontaux** au niveau de chaque plancher ;
- **les chaînages verticaux** d'angle rentrant, sortant ou intermédiaire ;
- **les renforts d'armatures** disposées en équerre ou en forme d'U dans les semelles, les chaînages ou les poutres ;
- **les trumeaux** de contreventement porteurs ou non avec raidisseurs ;
- **les encadrements de baies** ceinturés dans les zones à risque sismique (zone 2) ;
- **les liaisons poteaux-poutres** ;
- **la jonction des planchers avec les murs** par des chapeaux ;
- **la stabilité des pignons** maçonnés par chaînages des rampants ;
- **les longueurs de scellement** ou de recouvrement d'armatures, qui doivent être impérativement respectées pour assurer la continuité mécanique des ouvrages ;
- **les sections minimales d'acier**, qui dépendent du classement des zones à risque sismique.

Désignation et classement des zones d'après les risques (zonage sismique)

Zones	Sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone 1A	Sismicité très faible
Zone 1B	Sismicité faible
Zone 2	Sismicité moyenne
Zone 3	Sismicité forte (Martinique et Guadeloupe)

(se reporter également au chapitre 4, fig. 6 à 10)

jonctions équerres
CHAINAGE RAMPANT PIGNON 4 × 10
2 ø 10
2 ø 10
2 ø 12
jonctions U ou équerres
jonctions U ou équerres
RAIDISSEUR OU CHAINAGE VERTICAL 8 × 8
4 ø 8 e : 15
4 ø 10 e : 15
4 ø 12 e : 15
CHAINAGE HORIZONTAL 8 × 12
4 ø 8 e : 15
4 ø 10 e : 15
4 ø 12 e : 15
PLANCHER
jonctions U ou équerres
V.S.
jonctions U ou équerres
FONDATION 20 × 35
6 ø 8 e : 25
6 ø 10 e : 25
4 ø 12 e : 25
2 ø 10 e : 25
Fondations jonctions U ou équerres
Jonctions des fondations, des chaînages horizontaux, au niveau des planchers, des chaînages haut de mur et des rampants avec le raidisseur vertical
attentes raidisseur ou poteau
Fondations jonctions U ou équerres
Le recouvrement des armatures sera de 50 × Ø

Fig. 4 : Principe de montage et d'assemblage des armatures

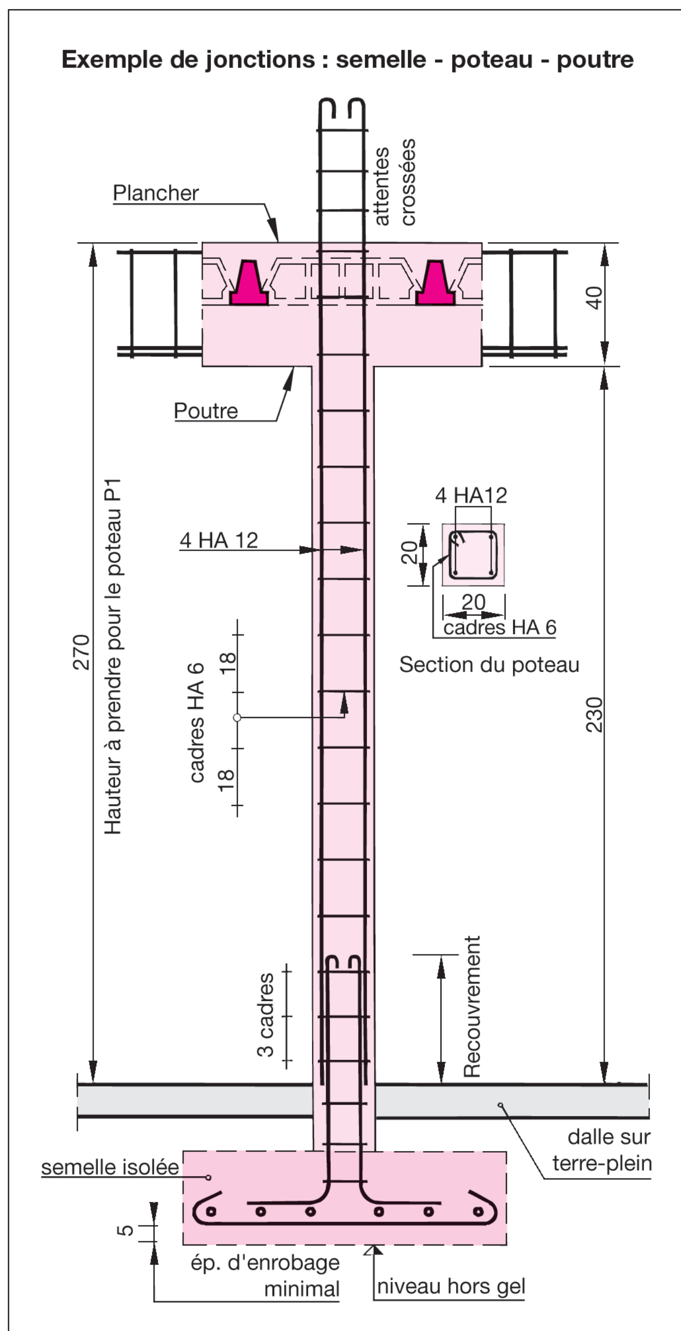


Fig. 5 : Ouvrage en béton armé pour porter un plancher

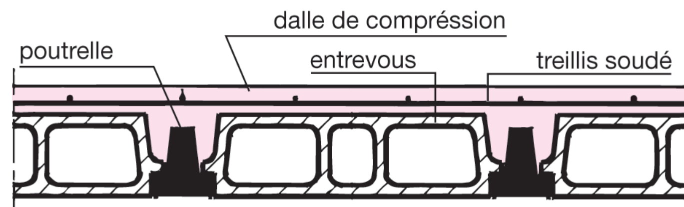


Fig. 6 : Détail d'un plancher à poutrelles précontraintes

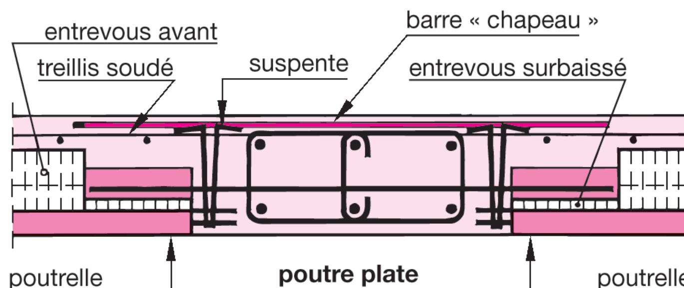


Fig. 7 : Plancher sans retombée de poutre porteuse

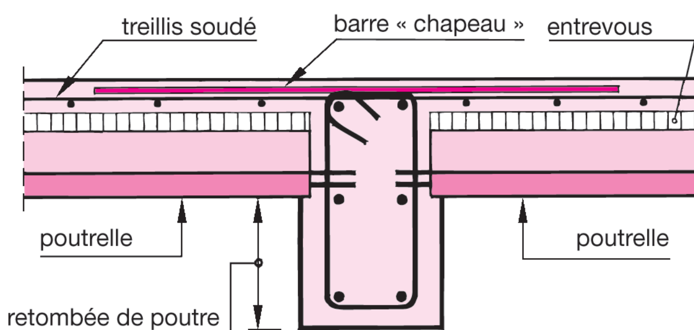
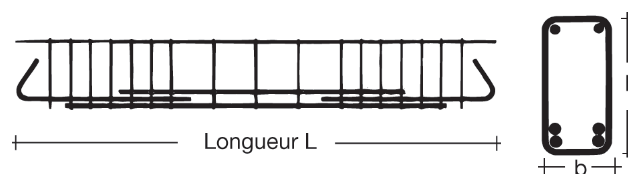


Fig. 8 : Poutre avec retombée (5 à 20 cm)

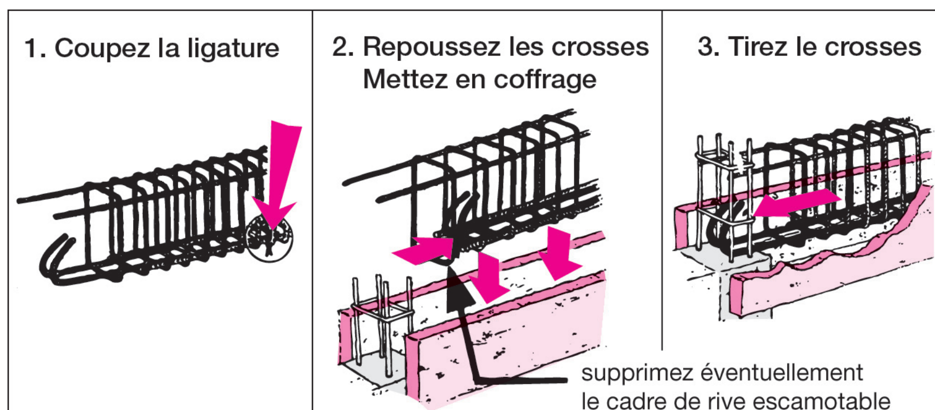


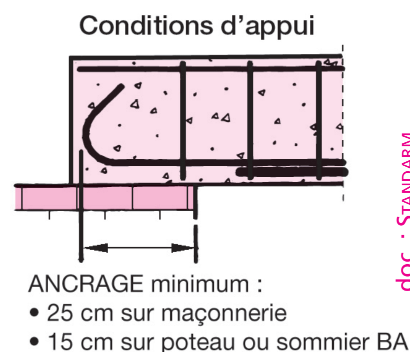
Longueurs L (cm) :
250 – 300 – 350 – 400 – 450 – 500 – 550 – 600

Dimensions des armatures : b × h
12 × 20 – 12 × 25 – 12 × 30 – 12 × 35 – 12 × 40 – 12 × 45

doc. : STANDARM

Fig. 9 : Armature préfabriquée de type « Poutre-Force »





ANCRAGE minimum :
- 25 cm sur maçonnerie
- 15 cm sur poteau ou sommier BA

doc. : STANDARM

Fig. 10 : Mode d'emploi de l'armature « Poutre-Force » - (Portées de 2 à 8 m avec longueur réglable de 50 cm)

4. Fiche technique : choix d'une armature de poutre

- **Hypothèses sur les matériaux utilisés**
  - Acier de nuance Fe E 500 à haute adhérence (HA)
  - Béton de résistance caractéristique à l'âge de 28 jours : fc_{28} = 25 MPa
- **Cas d'utilisation**

Poutres supportant un seul niveau de plancher avec des poutrelles précontraintes et une dalle de compression.

Exemple : plancher haut du rez-de-chaussée de maisons individuelles.

On distingue deux types de poutre suivant leur position (fig. 11 et 12) :
- la poutre située en rive de mur façade (**F**) ;
- la poutre située en refend (**R**).

- **Charges du plancher prises en compte**
  - Charges permanentes (poids propre, cloisons légères, revêtement) : 400 daN/m²
  - Charges d'exploitation : 150 daN/m²

P_{ser} est la charge admissible à l'état limite de service (ELS), y compris le poids propre de la poutre.

- **Modalités de lecture**

Trois données sont à prendre en compte :
- la portée entre appuis de la poutre (P en cm) ;
- la position de la poutre (façade ou refend) ;
- la longueur des poutrelles du plancher (en m) soit :
  - $\{l_1 + l_2\}$ en refend (R),
  - l_2 en façade (F).

Exemple de lecture X
- Portée (P) = 380 cm
- Position en refend (R)
- Longueur des poutrelles : $\{l_1 + l_2\}$ = 7,60 m

Choix de la poutre force : V 450/12-35
- Section de béton de la poutre : B = 15 ou 20 cm et H = 40 cm
- Chapeaux ou armatures supérieures à placer sur l'appui central : 4 chapeaux de 12 mm de diamètre et de 200 cm de longueur

Fig. 11 : Vue en plan

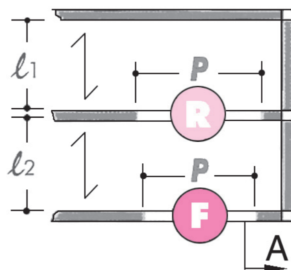


Fig. 12 : Coupe A

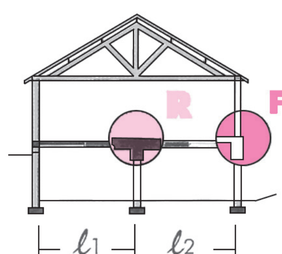


Fig. 13 : Poutre Vulcain (V)

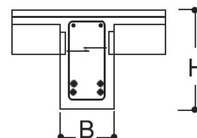


Fig. 14 : Poutre Neptune (N)

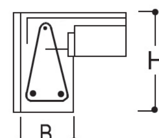
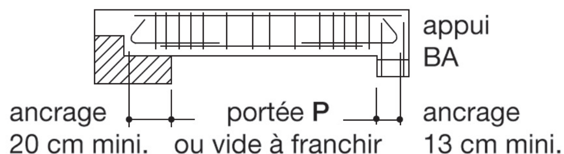


Fig. 15 : Mur en maçonnerie



Portée de poutre ou vide à franchir	Longueur des poutrelles de plancher maximale (m)		Poutre Force V=Vulcain N=Neptune			CAS DE CONTINUITÉ	INDICATIF Charge admissible
P cm	Façade ℓ2 (m) maxi	Refend ℓ1 + ℓ2 (m) maxi (fig. 12)	Réf. Long. L (cm)	Section b - h (cm)	Béton B x H (cm) (B = 15 ou 20)	CHAPEAUX CP Nb ø / L - Vulcain exclusivement	P_{ser} daN/mL
160 à 210	3,9 6,3	7,9 9,7	N ou V 250	12 - 20 12 - 25	15 x 25 15 x 30	2 CP 12/200	2 580 3 230
210 à 26	2,2 4,0 6,7	6,2 7,7 10,1	N ou V 300	12 - 20 12 - 25 12 - 30	15 x 25 15 x 30 15 x 35	2 CP 14/200	2 100 2 600 3 340
260 à 310	2,4 5,5 7,3	6,4 9,0 10,6	N ou V 350	12 - 25 12 - 30 12 - 35	15 x 30 15 x 35 15 x 40	2 CP 14/200	2 170 3 000 3 500
310 à 360	2,7 4,8 6,6	6,6 8,4 10,0	V 400	12 - 25 12 - 30 12 - 35	15 x 30 15 x 35 15 x 40	2 CP 16/200	2 390 2 910 3 350
X 360 à 410	3,2 5,1 6,7	7,1 8,7 10,1	V 450	12 - 30 12 - 35 12 - 40	15 x 35 15 x 40 15 x 45	4 CP 12/200	2 390 2 910 3 350
410 à 460	1,1 3,8 5,6	5,2 7,6 9,1	V 500	12 - 30 12 - 35 12 - 40	15 x 35 15 x 40 15 x 45	4 CP 14/300	1 810 2 540 3 030
460 à 510	1,7 4,2 5,9	5,8 7,9 9,4	V 550	12 - 35 12 - 40 12 - 45	15 x 40 15 x 45 15 x 50	4 CP 14/300	1 970 2 660 3 130

doc. : Standarm

5. Application pour un pavillon à combles aménagés

Le concepteur veut limiter la réalisation des refends afin :

- de libérer le maximum de surface habitable ;
- de s'affranchir des contraintes d'implantation des pièces ;
- de réduire le coût des fondations en réalisant des semelles isolées sous les poteaux intérieurs.

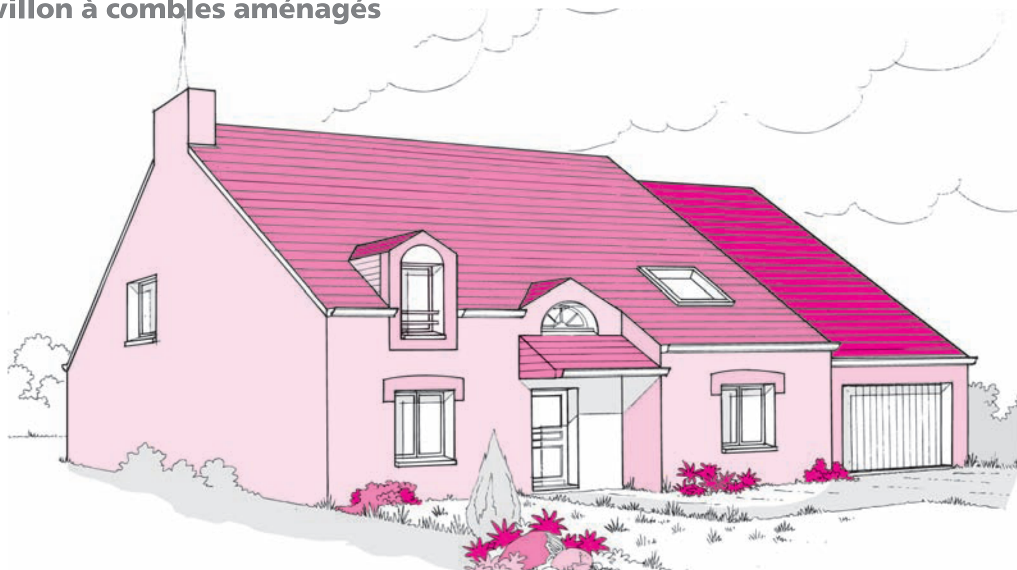


Fig. 16 : Vue d'ensemble de la construction avec combles aménagés et garage adossé

L'implantation des poteaux tient compte :

- de la distribution des locaux (fig. 17 à 20) ;
- du mur pignon de droite à porter à l'étage par poutres n° 4 et 5 ;
- des portées des poutres pour limiter la retombée sous plancher.

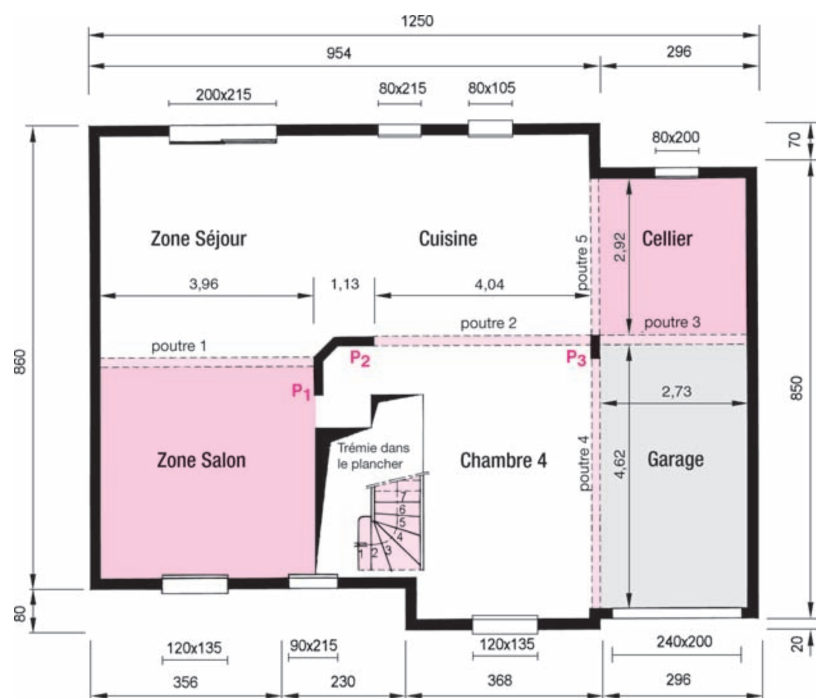
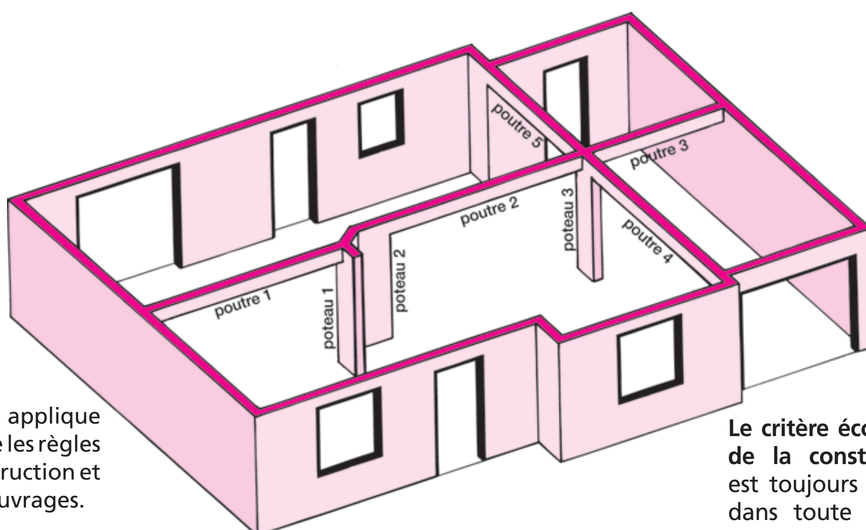


Fig. 17 : Schéma de la structure porteuse du plancher haut du rez-de-chaussée

Le système porteur du plancher nécessite :

- les poteaux intérieurs P1, P2 et P3 (fig. 17) ;
- les poteaux incorporés de rive dans les murs pignons aux extrémités de poutre ;
- les poutres n° 1 à n° 5 appuyées sur les poteaux.



Le concepteur applique en permanence les règles de bonne construction et de tenue des ouvrages.

Le critère économie de la construction est toujours associé dans toute recherche de solutions.

Fig. 18 : Visualisation de l'ensemble porteur au niveau du rez-de-chaussée

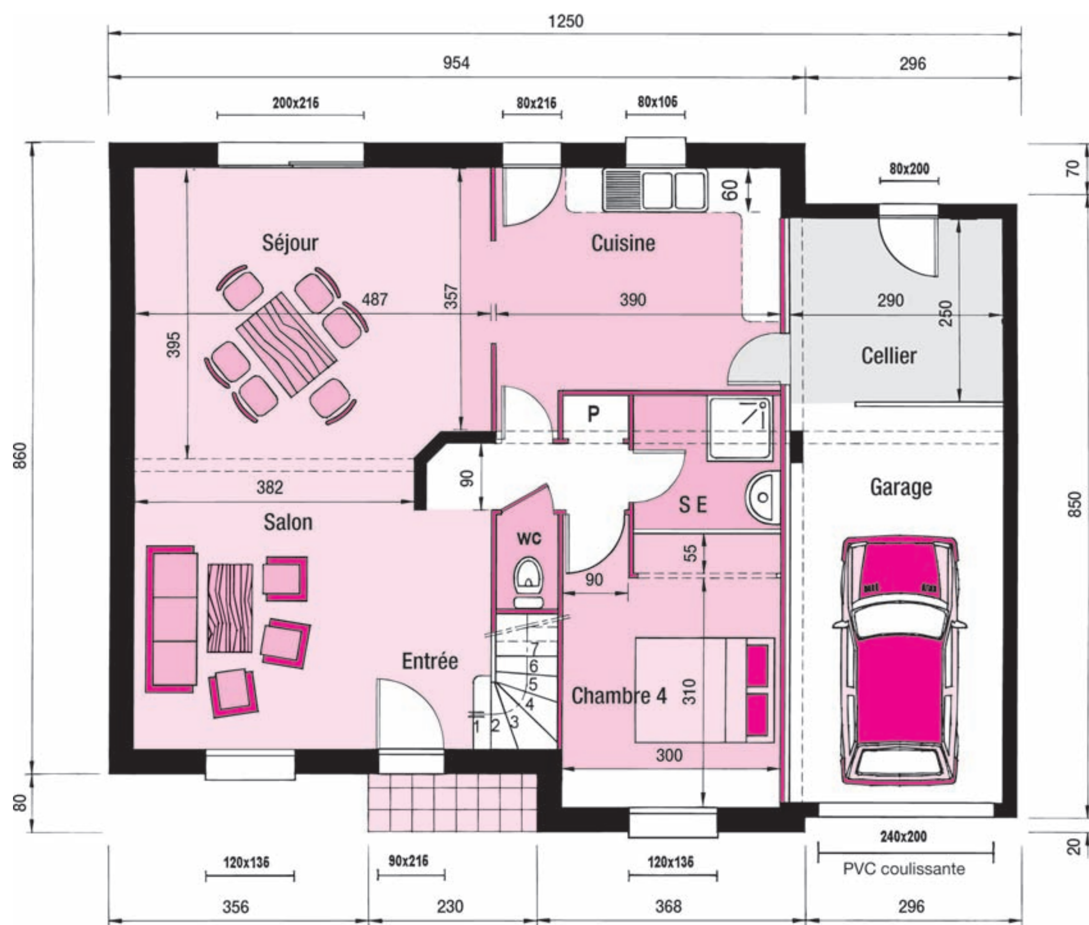


Fig. 19 : Distribution des locaux avec la zone jour, une partie en zone nuit et pièces de service (garage et cellier)

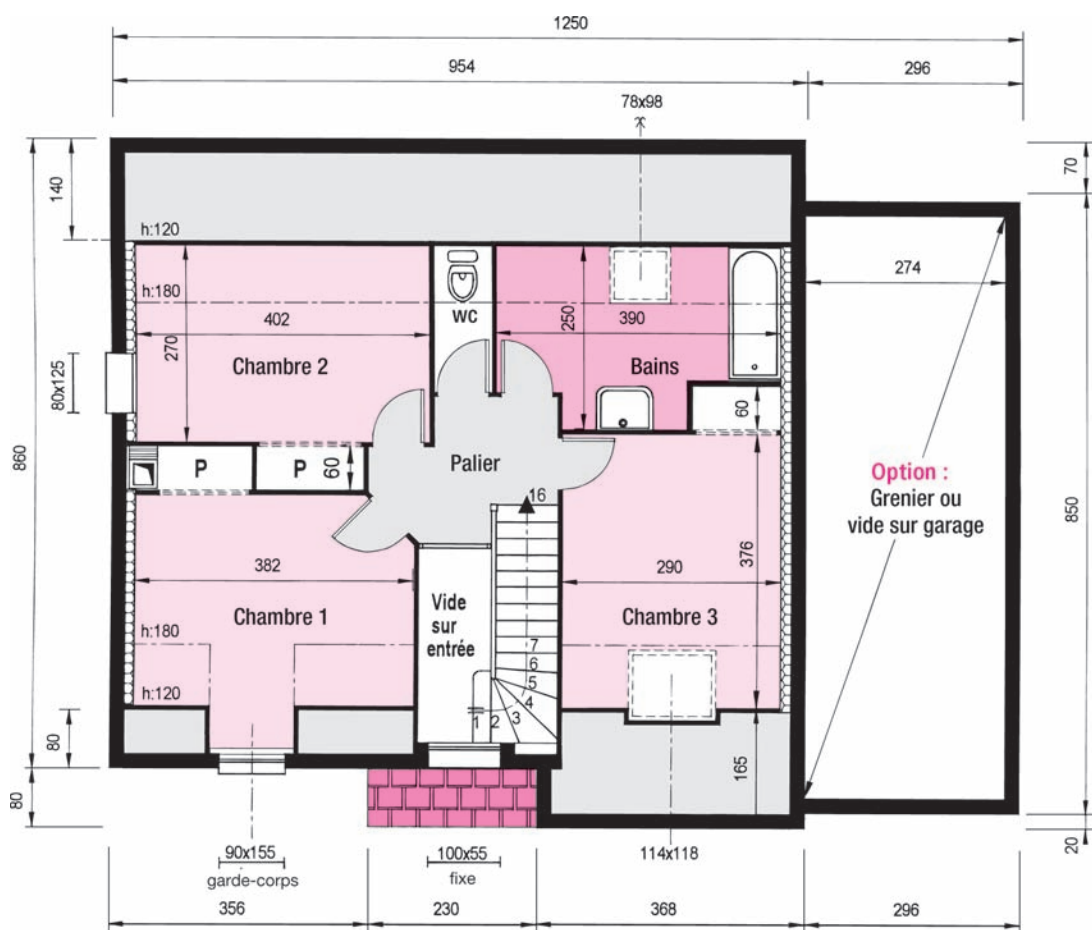


Fig. 20 : Plan schématique de l'étage

6. Choix des armatures de poutres en composants industrialisés

Indications pour le choix	Détails techniques
Option prise en compte : plancher haut du garage et du cellier **Pose des poutrelles :** un seul sens pour toutes les travées **Charges sur les poutres n° 4 et n° 5 :** • poids propre des poutres ; • pignon maçonné avec des blocs d'une épaisseur de 20 cm et un enduit au mortier d'une épaisseur de 1,5 cm ; • les poutrelles ne prennent pas appui sur les poutres n° 4 et n° 5 ; • la charpente de la zone habitable et de service (garage et cellier) est prévue par fermettes appuyées sur les murs de façade ; • caractéristiques des poutres n° 4 et n° 5 : – la largeur de poutre sera égale à l'épaisseur du mur pignon, – les poutres seront de section identique en raison de leur continuité.	• Pente du toit : 45° • Hauteur de pointe du pignon : 9,40 / 2 = 4,70 m • Maçonnerie de blocs enduits ≈ 270 daN/m² • Charge max. dans l'axe < 270 x 4,70 = 1 269 daN/m • Poids propre de poutre : 250 daN/m • Charge totale considérée au droit de la pointe de pignon : 1 269 + 250 = 1 519 daN/m • Charge admissible P_{ser} en daN/m par lecture du tableau X : – Portée de poutre : de 4,60 m à 5,10 m – Charge admissible pour une poutre **type V 550** suivant sections d'aciers et de béton : 1970 à 3 130 daN/m (dernière colonne du tableau)

Tableau de choix des poutres du pavillon (fig. 17 et 18)

Repère de poutre	Portée de poutre (m)	Position de la poutre		Longueur max. des poutrelles du plancher		Choix du composant V = Vulcain et N = Neptune			Indicatif charge admissible P_{ser} (daN/m)
		F = en façade	R = en refend	L2 en façade	{L1 + L2} en refend	Réf. et longueur (cm)	Section b - h	Section béton B x H	
Poutre 1	3,96	/	**R**	/	8,06	**V 450**	12 - 35	15 x 40	2 910
Poutre 2	4,04	/	**R**	/	8,85	**V 450**	12 - 40	15 x 45	3 350
Poutre 3	2,73	/	**R**	/	7,95	**N ou V 350**	12 - 30	15 x 35	3 000
Poutre 4	4,62	**Pignon**	Lecture de la charge admissible P_{ser} = 1 970 daN/m Choix d'une même section pour les poutres n° 4 et n° 5 en continuité			**V 550**	12 - 35	20 x 40	1 970
Poutre 5	2,92	**Pignon**				**N ou V 350**	12 - 35	20 x 40	
Le nombre, le diamètre et la longueur des chapeaux à placer dans les cas de continuité de poutres sont indiqués dans le tableau de la page 71.									

Cas de la poutre n° 1 : exemple de données

Poutre de portée 3,96 m sur appuis libres
- section de béton : 15 x 40 cm
- hauteur utile : 35 cm

Hypothèses de chargement du plancher (fig. 22)

Charges permanentes par mètre de poutre
- plancher : 400 x (2,03 + 2,00) = 1 612 daN/m
- poutre n° 1 : 2 500 x 0,15 x 0,40 = 150 daN/m

Soit au total G = 1 612 + 150 = 1 762 daN/m

Charges d'exploitation : 150 x 4,18 = 627 daN/m

Combinaisons de chargement
- à l'état limite ultime (ELU), on a : $1{,}35\ G + 1{,}5\ Q_B = 3319$ daN/m
- à l'état limite de service (ELS), on a : $G + Q_B = 1762 + 627 = 2389$ daN/m

Moment de flexion avec **Mf = q . l² / 8**
(cf. chap. 5 fig. 69 et du formulaire de poutres)
- à l'ELS : $M_{ser} = 4683$ daN.m
- à l'ELU : $M_u = 6506$ daN.m

Le rapport $M_u / M_{ser} = 1{,}389$

Matériaux
- béton $f_{c28} = 25$ MPa
- acier de nuance Fe E 500

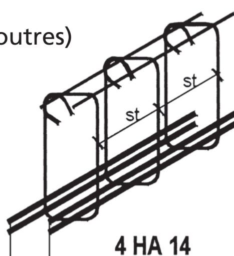


Fig. 21

Détermination de la section d'acier à l'ELU
- Armature tendue : A_s = **5,01 cm²**

Choix de 4 HA 14 de section totale 6,16 cm² disposés en 2 lits

Chapeaux d'extrémité prévus pour Mf > 0,15 Mo

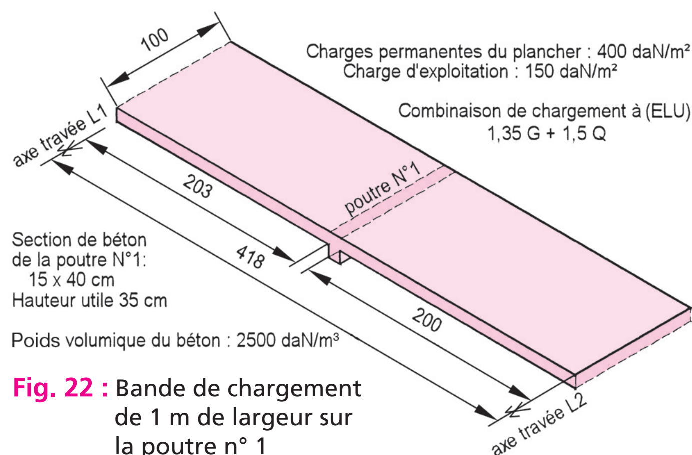


Fig. 22 : Bande de chargement de 1 m de largeur sur la poutre n° 1

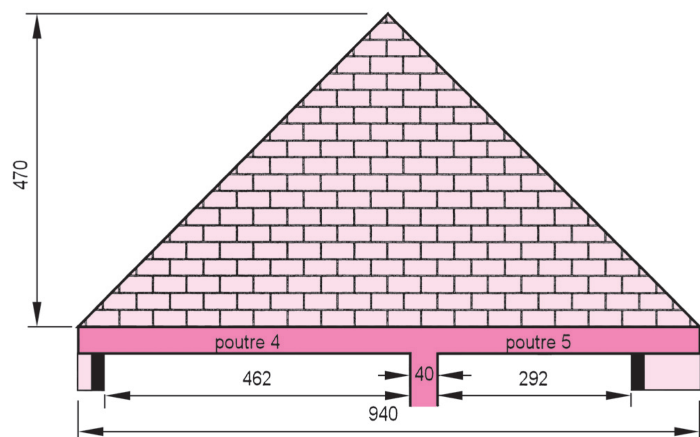


Fig. 23 : Schéma du cas de chargement des poutres n° 4 et n° 5

7. Détails de réalisation des poutres de longueur réglable

Les armatures ont l'appellation « Poutre-Force ».

Les coupes de principe des poutres type Vulcain et Neptune sont indiquées à la page 71.

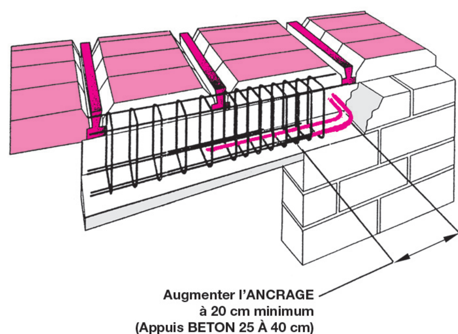


Fig. 24a : Appui d'une poutre-linteau sur un appui maçonné

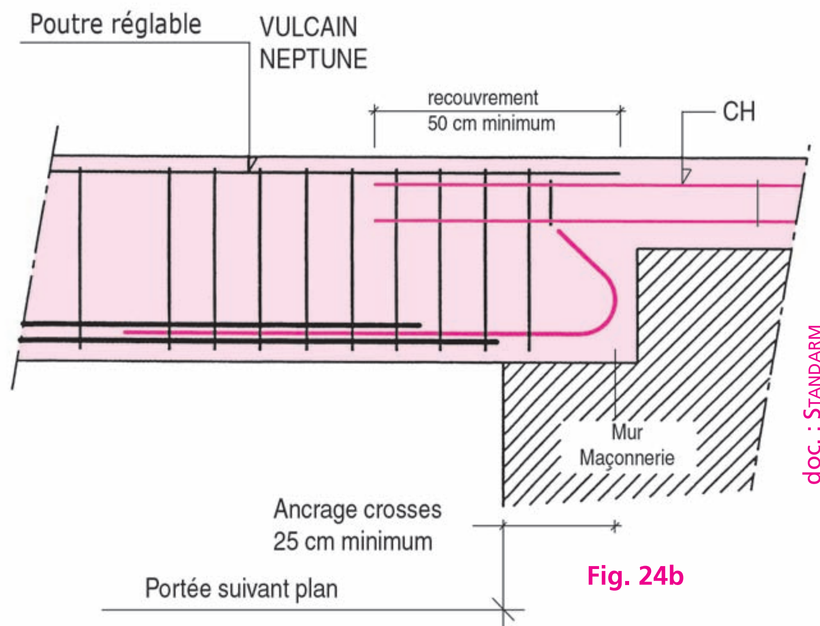


Fig. 24b

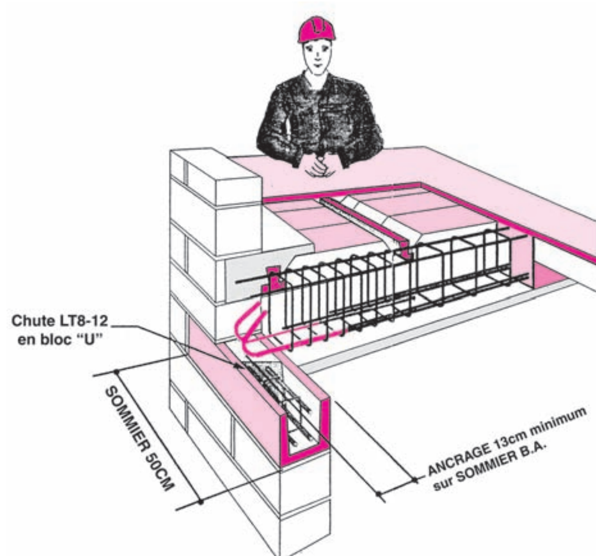


Fig. 25a : Vue d'une poutre appuyée sur un sommier en béton armé

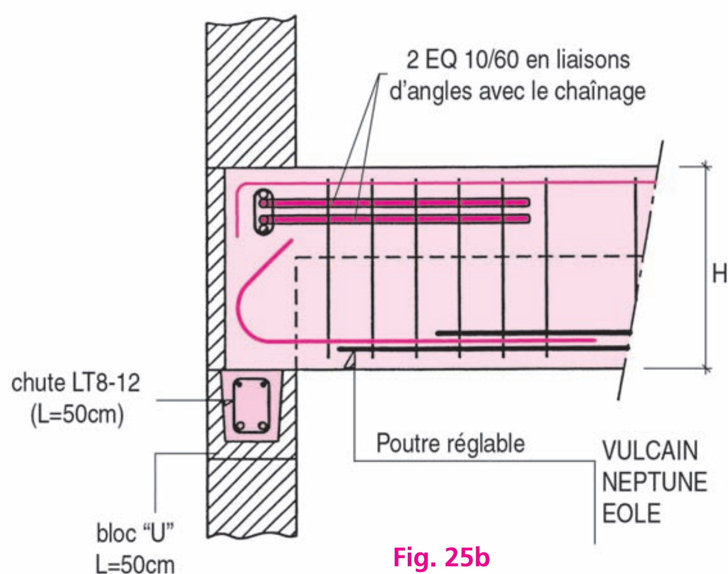


Fig. 25b

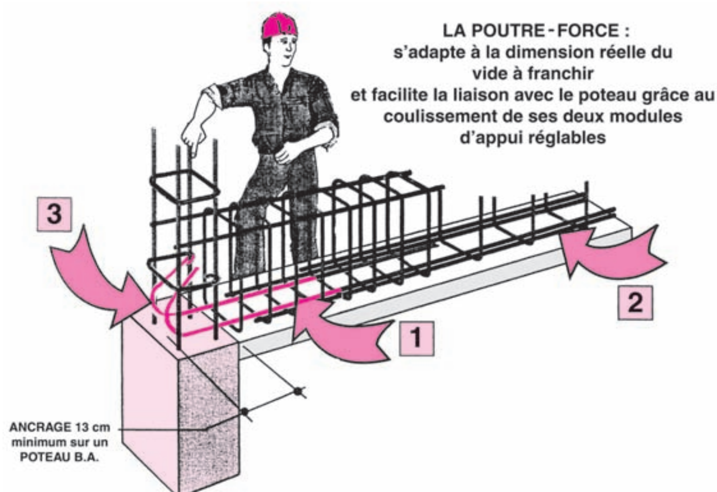
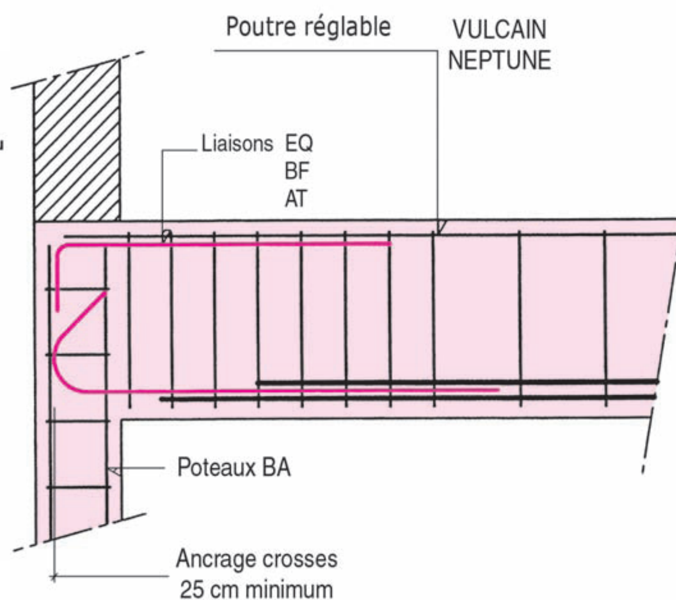


Fig. 26a : Schéma pour appui sur un poteau de rive



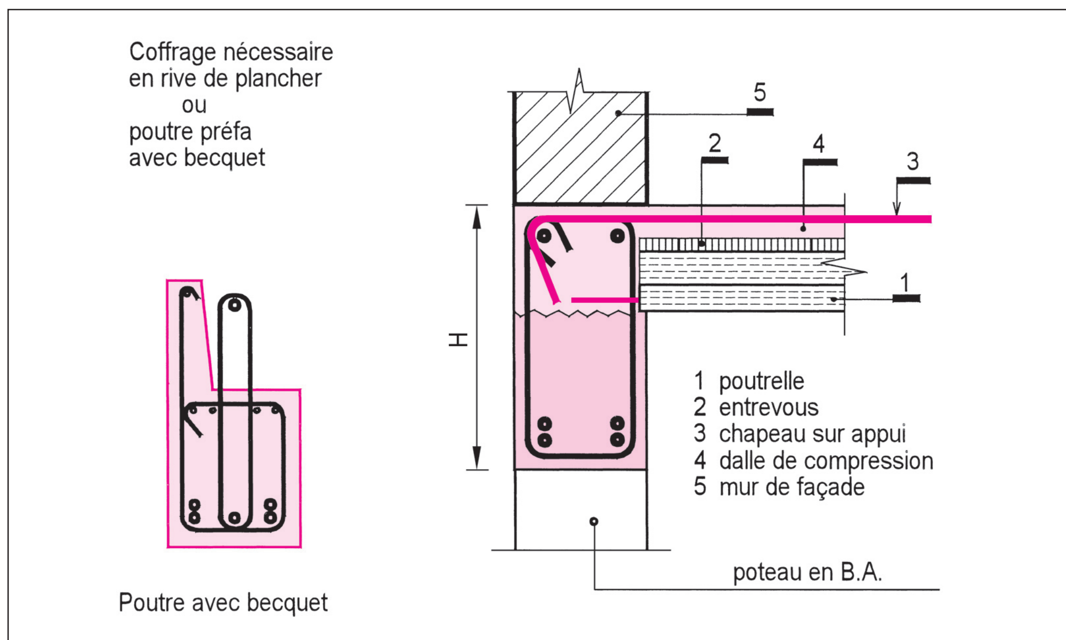


Fig. 27 : Poutre-linteau porteuse d'un plancher et d'un mur à l'étage

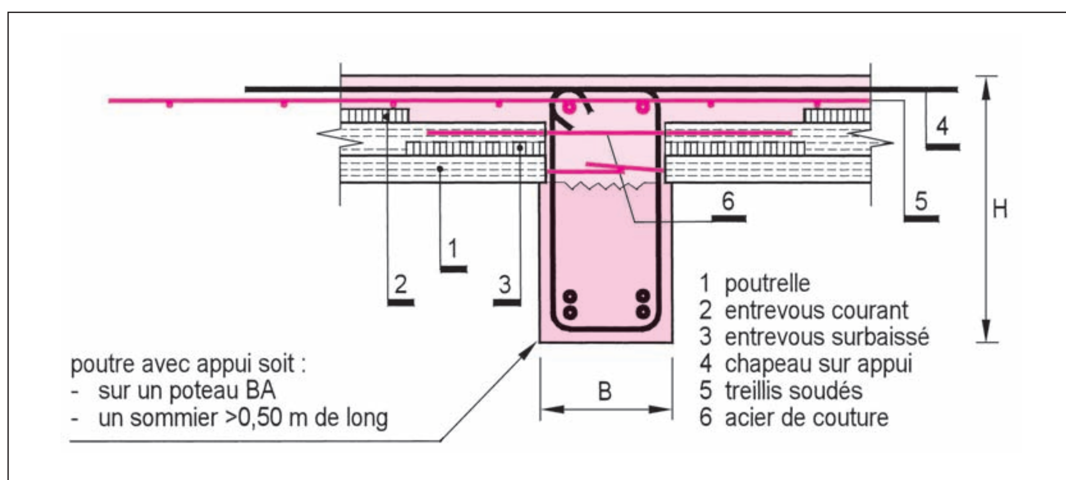


Fig. 28 : Coupe sur poutre en T avec retombée sous plancher

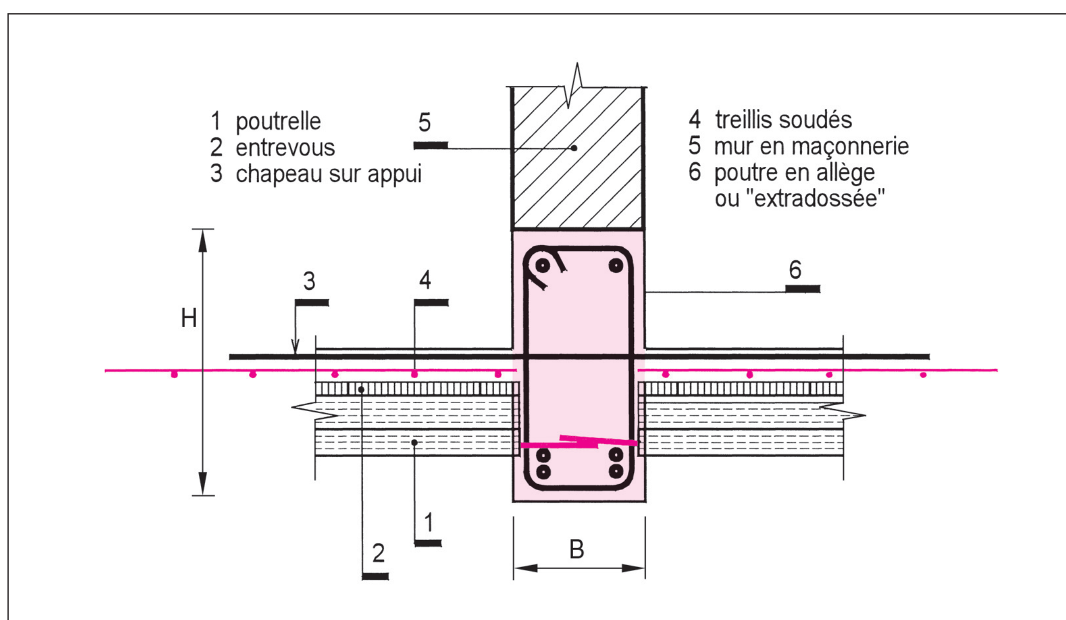


Fig. 29 : Coupe sur poutre avec petite retombée sous plancher pour permettre l'appui des poutrelles précontraintes

9. Fondations de maison par puits et longrines préfabriquées

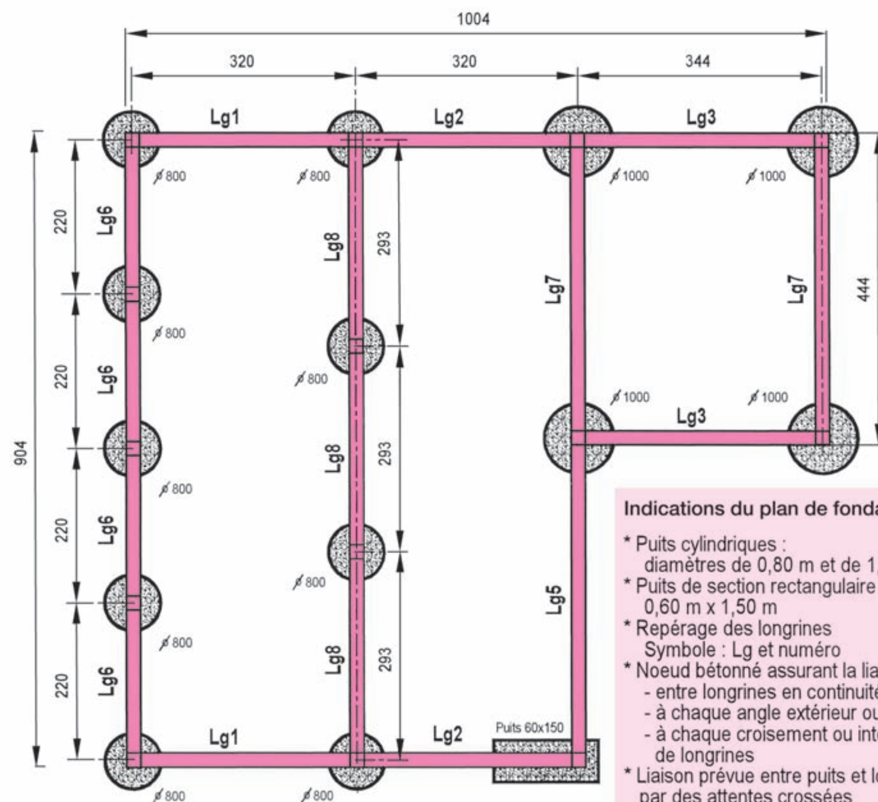


Fig. 30 : Plan de fondation

doc. : Bureau d'études béton armé
Ingénierie du Bâtiment

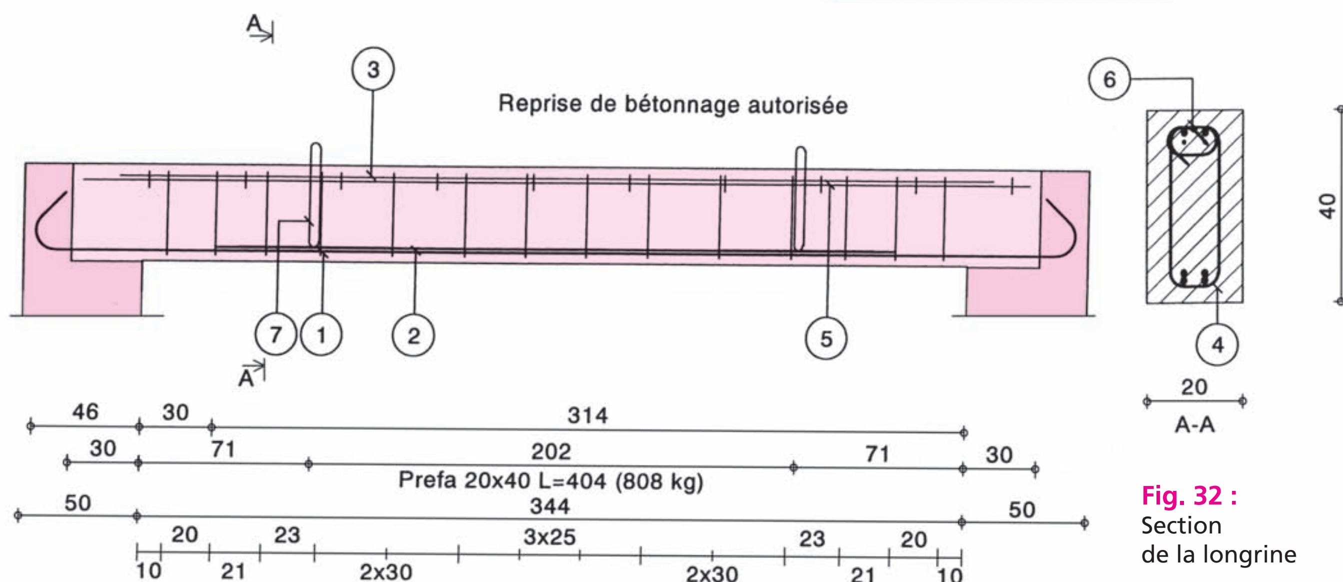


Fig. 32 : Section de la longrine

Fig. 31 : Armatures de la longrine n° 7 avec boucles de levage en acier doux

Béton de type BPS - C 25/30 – 42,5 – PM – XF1 – D20 – S3 – Cl : 0,40	
Fe E 500 (HA) : 30 kg	**Enrobage** mini. : 3 cm
Fe E 235 (Dx) : 2 kg	**Granulats** max. : 20 mm

Lot n° 9	**Longrine n° 7** Section 20 x 40	Longueur préfa. : 4,04 m
Fondations		Longueur hors tout : 4,44 m

1	2HA14	l=484	435
2	2HA14	l=284	284
3	2HA8	l=364	364
4	14HA8	l=102 es=20	34 11
5	2HA6	l=395	395
6	10HA8	l=31	11
7	2Ø10	l=151	44

Chapitre 6

Plans d’exécution : semelles et chaînages de pavillon

1. Données du chantier pour la structure du rez-de-chaussée
2. Conception du système porteur du plancher et de l’étage partiel
3. Clauses techniques de mise en œuvre sur chantier
4. Murs de façade porteurs et ouvrages associés en béton armé
5. Armatures des fondations par semelles
6. Liaisons d’angles des semelles et attentes de poteaux
7. Chaînages et stabilité des constructions
8. Armatures des chaînages horizontaux et verticaux

1. Données du chantier pour la structure du rez-de-chaussée



doc. : Berthelot Constructions

Fig. 1 : Façade avant du pavillon avec étage partiel

16.00
7.53 7.47 1.00
80/2.00 1.20/1.35 EP
1.20/1.05 2.40/2.15 EP
oscillo sur 1 Vt
oscillo sur 1 Vt
CELLIER
CH - 1
13.31 m²
CUISINE
12.21 m²
SÉJOUR
S. d'eau
2.08 m²
GARAGE
42.02 m²
DEG
1.86 m²
W.C.
1.35 m²
30 x 30
{SALON - SÉJOUR}
44.69 m²
80/2.15
fixe
HSP : 2.70
A.R. CUISINE
8.00 m²
ENTREE
11.84 m²
SALON
0.00
fixe
80/2.15
11.50 10.50 1.00
1.00 4.865 1.00 3.495 1.14 11.50
2.40/2.125 2.40/2.125 EP 80/1.05 1.30/2.15 1.80/2.15 EP
S.H.O.B. 158.16m²
SURFACE AMENAGEE 163.58 m²
SURFACE ANNEXE 42.02m²
REZ-DE-CHAUSSEE
7.86 3.99 3.01 1.14
16.00

Fig. 2 : Avant-projet du plan du rez-de-chaussée

2. Conception du système porteur du plancher et de l'étage partiel

La vue perspective visualise les murs pignons de l'étage qui seront à supporter par un système poteaux-poutres.

Elle permet de constater que le poteau P2 de la fig. 4 porte :

- une partie de la façade principale (RDC + étage) ;
- une part du pignon, gauche étant donné la configuration du garage pour les deux voitures ;
- une part du plancher haut du rez-de-chaussée.

Cet inventaire rapide des charges est important pour déterminer le mode de fondation à prévoir.

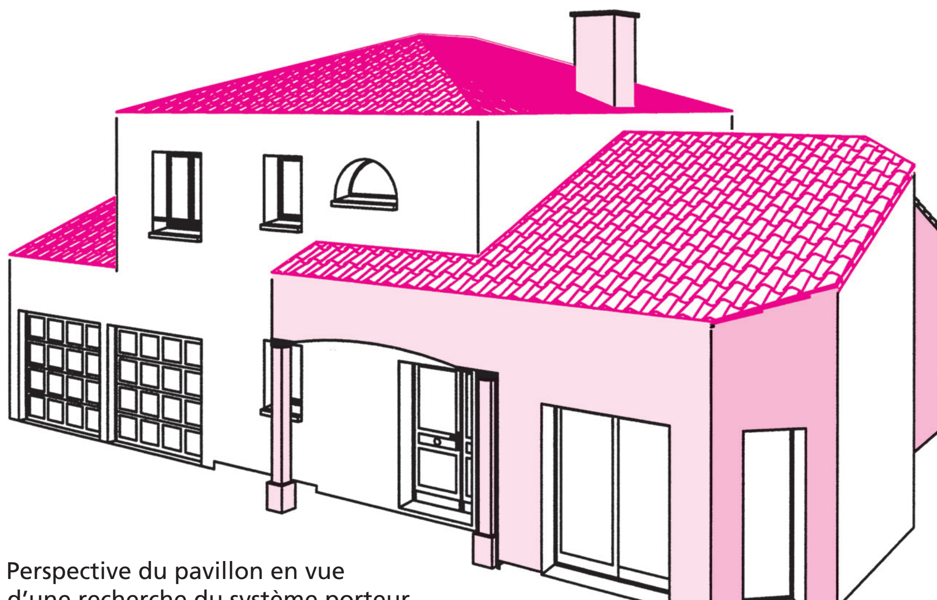


Fig. 3 : Perspective du pavillon en vue d'une recherche du système porteur

Repérage des poteaux (lettre P) et repérage des poutres (lettre L)

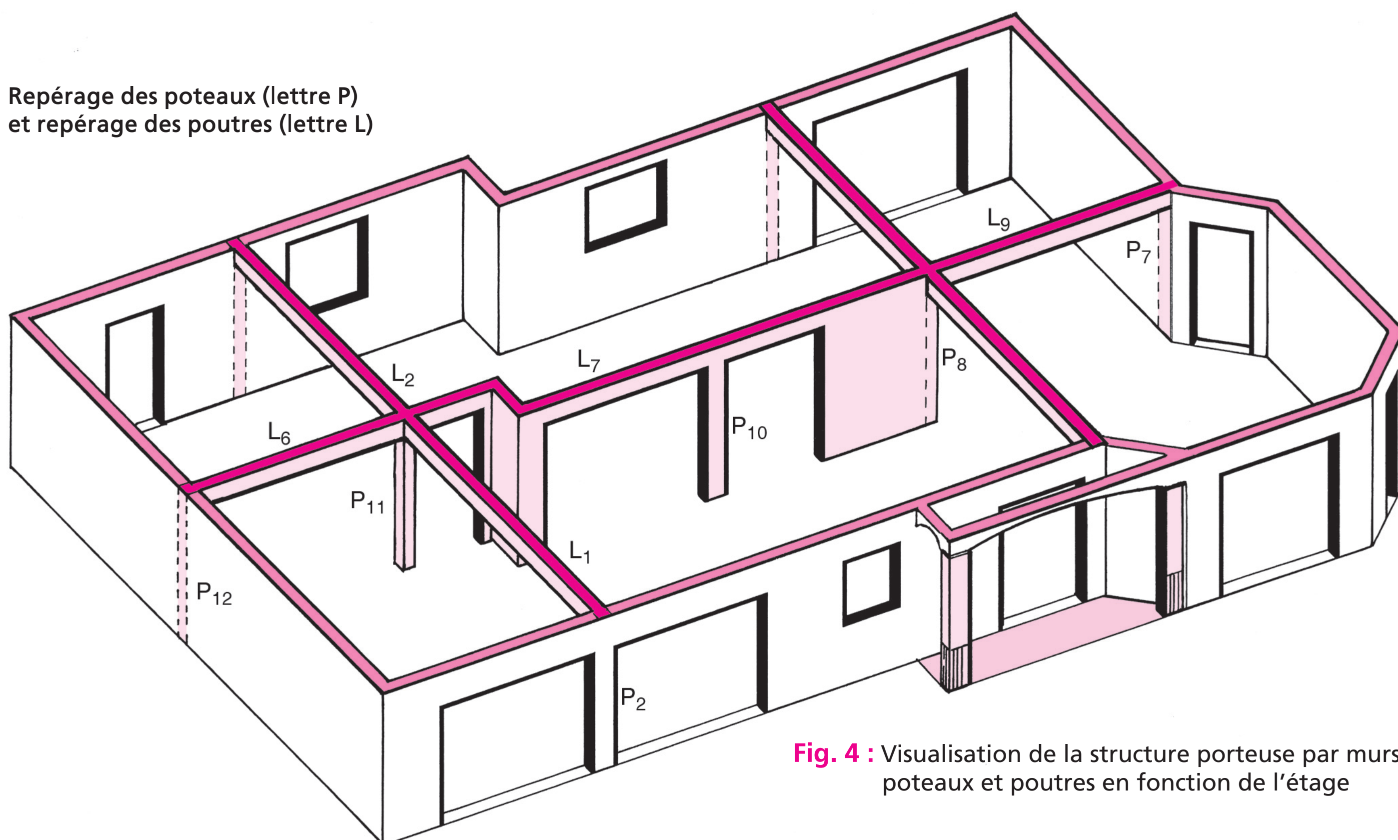


Fig. 4 : Visualisation de la structure porteuse par murs, poteaux et poutres en fonction de l'étage

Tous les éléments de l'**étude**, c'est-à-dire les plans d'avant-projet et les clauses techniques particulières aux ouvrages, sont toujours pris en compte pour la conception de la structure.

Les implantations et les sections de béton et d'acier **des fondations dépendent** :

- **des murs extérieurs**, à savoir les façades du rez-de-chaussée et les pignons (en rez-de-chaussée et en étage) ;
- **des appuis de plancher par les murs et les poutres** pour limiter les portées des poutrelles ;
- des poteaux liés aux charges des poutres et à la distribution intérieure des locaux d'habitation et des locaux annexes (garage et cellier).

Le résultat fait l'objet du plan de repérage (fig. 11) :

- des poteaux, incorporés ou non, d'angle, de rive, ou des poteaux isolés centraux ;
- des chaînages verticaux ou des raidisseurs intermédiaires ;
- des poutres supportant le plancher à poutrelles.

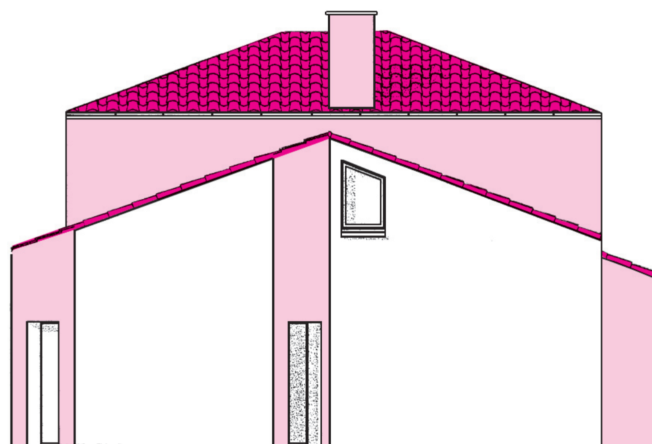


Fig. 5 : Façade de droite avec les murs pignons du rez-de-chaussée et de l'étage

3. Clauses techniques de mise en œuvre sur chantier

Prescriptions techniques

- **Semelles continues** (fig. 6)

On distingue :
  - les **semelles sous murs** à section constante ;
  - les **semelles élargies** pour recevoir les poteaux (par exemple, le poteau P2 du plan de repérage fig. 11).

Prescriptions techniques
  - Profondeur du sol de fondation > 0,80 m
  - Taux de travail du sol : 0,15 MPa ou 1,5 bar
  - Section minimale du béton de semelle (l x h) : 45 x 25
  - Armature renforcée de type ELS 35-15 de Standarm
  - Filants : 6 HA de diamètre 8 mm
  - Cadres HA de diamètre 5 mm, espacés de 20 cm
  - Béton de type BPS C 25/30
  - Enrobage minimal des aciers : 4 cm par cales béton

- **Semelles isolées** (fig. 6 et 7)
  - Elles sont établies pour les poteaux centraux porteurs des poutres (par exemple, les poteaux P10 et P11 du plan fig. 11).
  - Elles seront déterminées par le bureau d'études béton armé, avec des dimensions minimales de béton de 85 x 85 x 25 cm.
  - L'écart maximal toléré d'implantation des axes est de 5 mm.

- **Poteaux incorporés ou isolés**
  - Les poteaux sont incorporés dans l'épaisseur du mur pour les appuis de poutres du plancher (fig. 4, 6, 7 et 11).
  - Condition de réalisation : les poteaux ancrés dans la semelle par retours d'équerre sont obligatoirement avec des cadres espacés d'au plus 15 fois le diamètre des aciers longitudinaux.
  - Chaînages horizontaux avec armatures minimales de 4 HA 7 ou 3 HA 8 ou 2 HA 10 avec équerres de liaison aux angles.
  - Recouvrement des filants d'au moins 50 fois le diamètre.

- **Chaînages verticaux et horizontaux** (fig. 8 à 10 et fig. 11)
  - Chaînages verticaux implantés aux angles maçonnés et en plein mur espacés d'au plus 5,00 m et armés avec une section minimale d'acier correspondant à 2 HA 10 ou 1,57 cm².
  - Ancrages des chaînages verticaux dans la semelle en béton armé.
  - **Liaisons par retours d'équerre** aux angles rentrants et sortants et à la liaison façade-refend pour continuité (fig. 8).

Obligations du bureau d'étude béton armé

- **Les hypothèses de calcul et les détails nécessaires à l'exécution sont précisés sur les plans :**
  - la résistance caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28}) ;
  - la nuance d'acier (Fe E 500) ;
  - le taux de travail admis pour le sol à la profondeur requise après étude du sol ;
  - l'enrobage minimal prescrit ;
  - la légende de repérage des ouvrages sur les plans ;
  - les niveaux et cotes utiles pour l'exécution ;
  - les dessins de détails relatifs aux liaisons entre ouvrages (exemple : angles de semelles ou de chaînages et recouvrements minimaux des aciers en barres ou en treillis soudés).

- **Les bases de calcul pour les charges d'exploitation sont mentionnées.**

Exemples :

Q_B = 150 daN/m² pour les surfaces d'habitation
Q_B = 250 daN/m² pour un garage

- **Les réservations prévues pour les passages de canalisations** des fluides sont précisées aux corps d'état concernés.

Exemples :

Les conduites d'évacuation des eaux vannes (EV) ou pluviales (EP) à leur traversée des soubassements, avec les cotes nécessaires.
Les émergences de raccordement pour les traversées de dallages sur terre-plein ou plancher sur vide sanitaire.

- **La conduite des opérations**
  - **Les plans et indications techniques sont soumis à l'approbation** du maître d'œuvre avant tout début de travaux par les entreprises.
  - **Les études de structure et plans d'exécution** fournis par le bureau d'études techniques (BET) sont à la charge de l'entreprise.
  - **Le suivi des travaux** est sous la responsabilité de l'entreprise et sous le contrôle du BET ou d'un bureau de contrôle technique spécialisé.
  - **En particulier pour les implantations de fondations** en limite de parcelle, l'entreprise prend contact avec le géomètre chargé de l'opération du lotissement pour éviter tout litige.

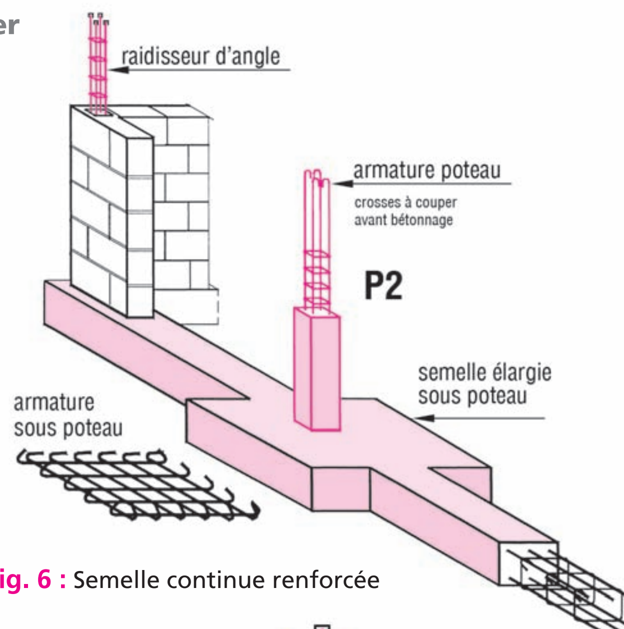


Fig. 6 : Semelle continue renforcée

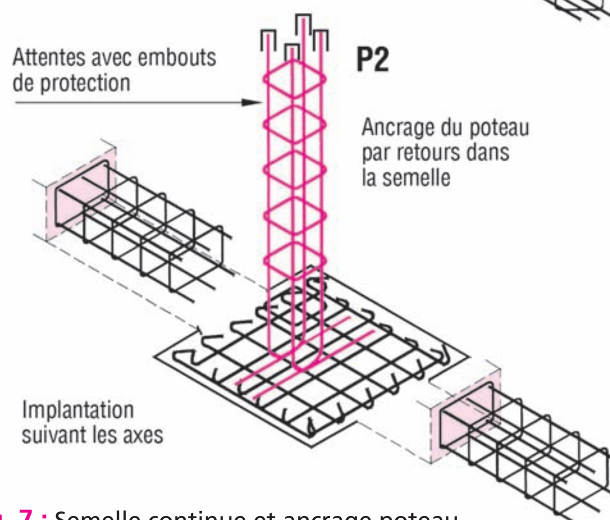
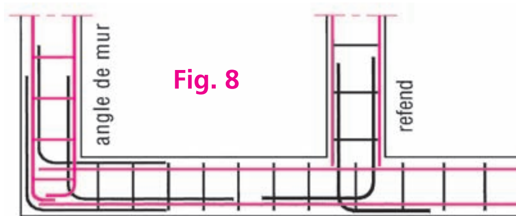


Fig. 7 : Semelle continue et ancrage poteau



Continuité de l'armature par des équerres pour les jonctions aux angles de murs et à l'intersection façade - refend

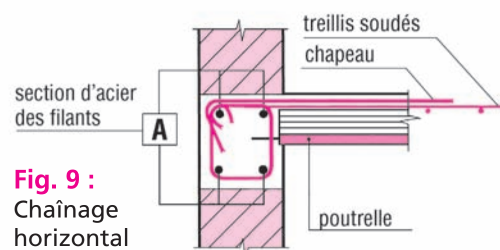
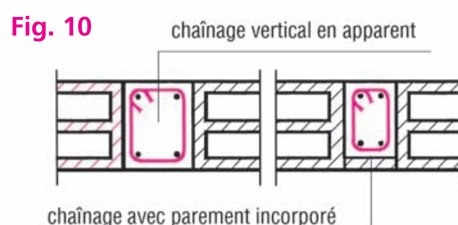


Fig. 9 : Chaînage horizontal

Fig. 10



4. Murs de façade porteurs et ouvrages associés en béton armé

Plan de repérage des ouvrages en béton armé du rez-de-chaussée

Fig. 11 : Plan de repérage des murs et poteaux, des chaînages verticaux et des poutres

Conception de la structure en maçonnerie et en béton armé

- **Dans le plan vertical**

Le système porteur du rez-de-chaussée utilise les ouvrages verticaux suivants :

– les murs extérieurs en blocs creux de béton raidis par des chaînages ou des poteaux ;
– un tronçon de mur de refend d'une épaisseur de 20 cm ;
– un pan de voile en béton armé d'une épaisseur de 15 cm ;
– des poteaux intérieurs sur semelles isolées ;
– des poteaux incorporés dans les murs aux extrémités des poutres ;
– des chaînages verticaux qui raidissent les murs.

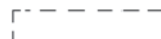
- **Dans le plan horizontal**

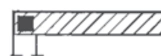
Un réseau de poutres complète le dispositif précédent avec :

– des poutres en légère retombée (10 à 15 cm) en sous-face de plancher des pièces de vie (salon et séjour) ;
– des poutres disposées en allège, c'est-à-dire dont la section de béton émerge en partie supérieure du plancher et reçoit le mur à construire de l'étage ;
– des poutres plates fortement armées mais sans retombée sous plancher.

cv : chaînage vertical 

Pn : poteau en béton armé 

Ln : poutre en béton armé 

mur avec blocs béton + cv 

pan de voile en BA 

FE : fenêtre

PF : porte-fenêtre

PG : porte de garage basculante

① enduit extérieur
② blocs creux
③ treillis ou grillage anti-fissuration
④ chaînage BA
⑤ U en HA 8 e= 15 cm

Fig. 12 : Semelle filante, soubassement, dalle en béton armé mur extérieur

- Semelle filante à profondeur hors gel Pr > 0,70 m
- Section du béton : 25 x 45 cm
- Armatures type ELS 35-15 à filants (6 ∅ 8 HA)
- Recouvrement filant/filant : 50 cm
- Enrobage mini. des aciers : 4 cm
- Soubassement soit :
  - en blocs perforés
  - en blocs type TBF d'une hauteur de 33 cm assisés sur 2 ou 3 rangs
- Arase étanche avec mortier hydrofugé recommandé d'une épaisseur de 5 cm
- Dalle en béton armé d'une épaisseur minimale de 12 cm

Fig. 13 : Semelle continue sous mur

Fig. 14 : Semelle en limite

doc. : Standarm

doc. : Standarm

6. Liaisons d'angles des semelles et attentes de poteaux

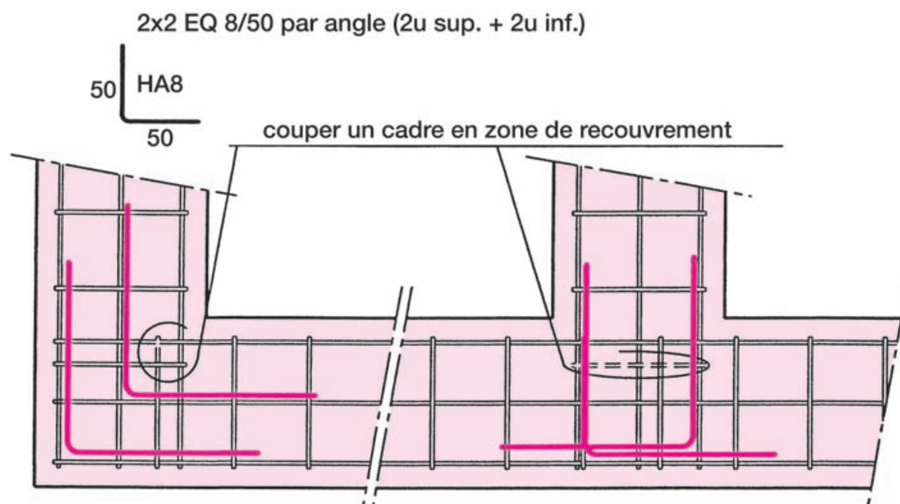


Fig. 16 : Liaisons des semelles en angle et en refend

Aciers de liaison

Liaisons chaînages	
(L, L, Ø)	**Réf. EQ Ø/L**
	EQ 8/50
	EQ 10/60
Attentes crossées	
(L, Ø, 15)	**Réf. AT Ø/L**
	AT 8/70
	AT 10/80
	AT 12/90
Chapeaux en rive de plancher	
(L, 10, Ø)	**Réf. BF Ø/L**
	BF 6/80
	BF 8/80
	BF 8/90
	BF 8/100
	BF 10/90
Chapeaux sur murs de refend	
(L, Ø)	**Réf. BC Ø/L**
	BC 8/160
	BC 10/180
	BC 10/200
	BC 12/200

Fig. 15 : Légende des aciers de liaison

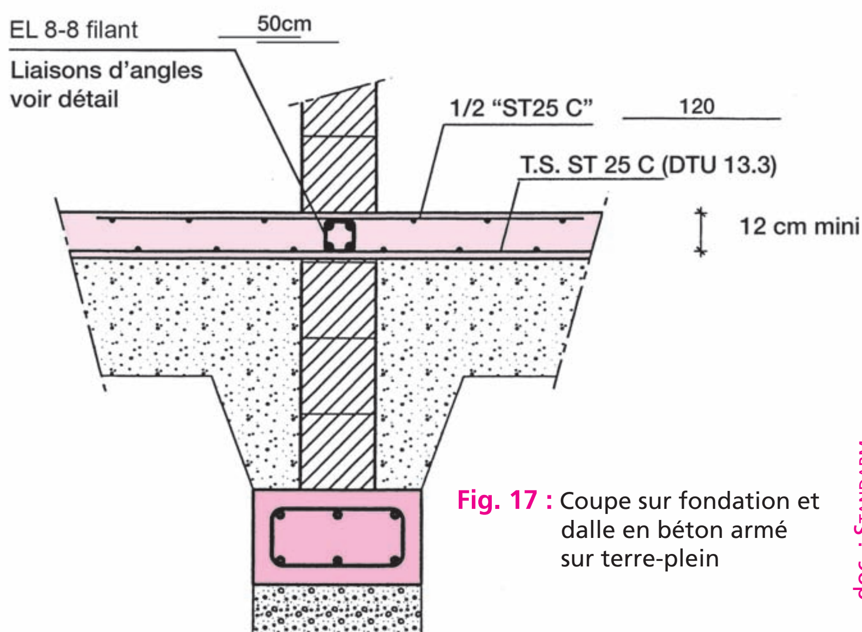


Fig. 17 : Coupe sur fondation et dalle en béton armé sur terre-plein

doc. : Standarm

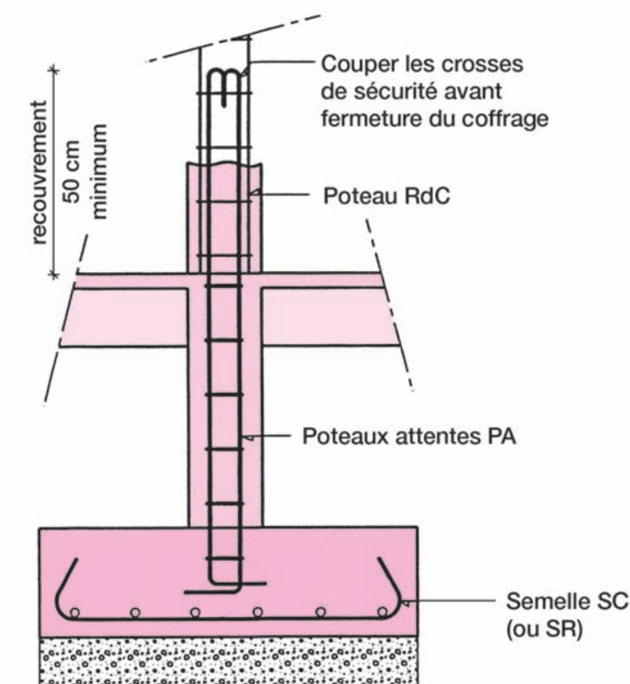


Fig. 18 : Détail de liaison d'un poteau sur semelle carrée (SC) ou rectangulaire (SR)

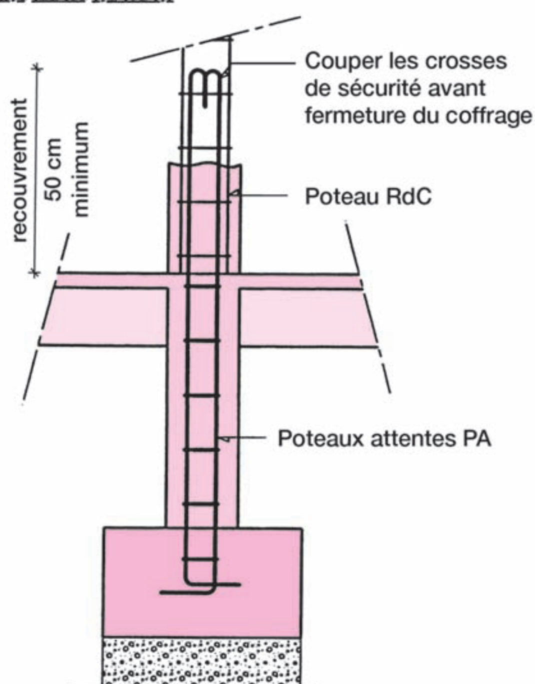


Fig. 19 : Poteau, raidisseur ou chaînage vertical ancré dans la semelle continue

doc. : Standarm

Chaînages des maisons

Ils sont constitués par :

- **des ouvrages linéaires mais relativement flexibles de faible section**. Ils travaillent surtout à la traction ;

Exemples : chaînages verticaux, horizontaux ou inclinés pour les rampants.

- **des éléments caractérisés par leur rigidité due à leur section et à leurs armatures**. Ces ouvrages travaillent à la compression et à la flexion ;

Exemples : semelles filantes des fondations, poteaux en béton armé, poutres en continuité du support de plancher.

- **des plaques planes épaisses et très rigides**. Elles fonctionnent en flexion comme des poutres plates de grande largeur portant sur 2 ou 4 côtés ou plus ;

Exemples : dalles pleines d'une épaisseur minimale de 12 cm sur terre-plein ou prédalles avec béton complémentaire en œuvre.

- **des planchers à poutrelles et dalle de compression**. Un plancher, de par sa conception, relie tous les murs par des chaînages multiples dans le plan horizontal.

Exemples : poutrelles précontraintes et poutrelles en béton armé à treillis.



Fig. 20 : Vue d'ensemble des chaînages horizontaux, verticaux, rampants et des linteaux en zone non sismique

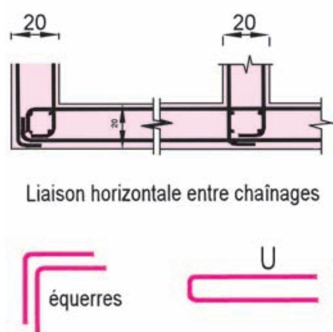


Fig. 21 : Aciers de liaisons

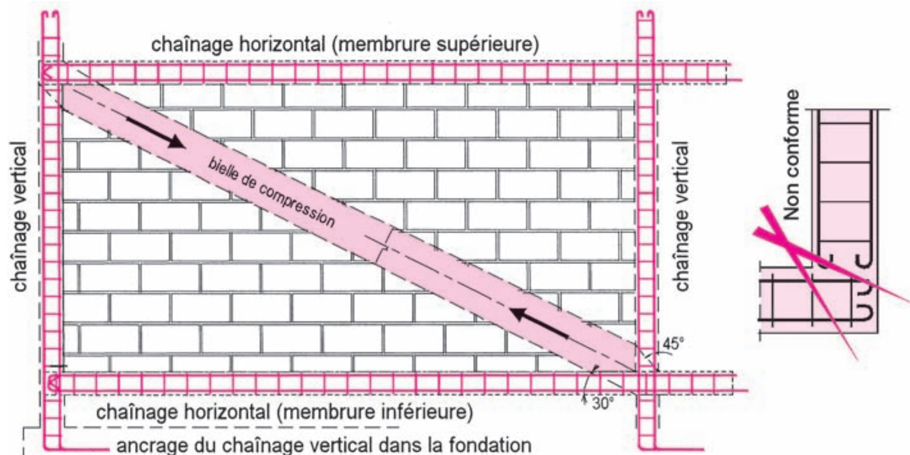


Fig. 22 : Ceintures par chaînages dans les plans horizontal et vertical d'une maison

Chaînages de rampants

La stabilité des pignons est assurée par des chaînages verticaux et horizontaux complémentaires.

Les pannes peuvent prendre appui sur des sabots métalliques.

Les fermettes suivent le profil du rampant en s'appuyant sur le plancher ou sur le couronnement des murs.

Armatures minimales des rampants de pignons en maçonnerie :

Zones	Nombre de fils HA	Ø (mm)
Zone 1 A	2 ou plus	8
Zone 1 B	2 ou plus	10
Zone 2	2 ou plus	12

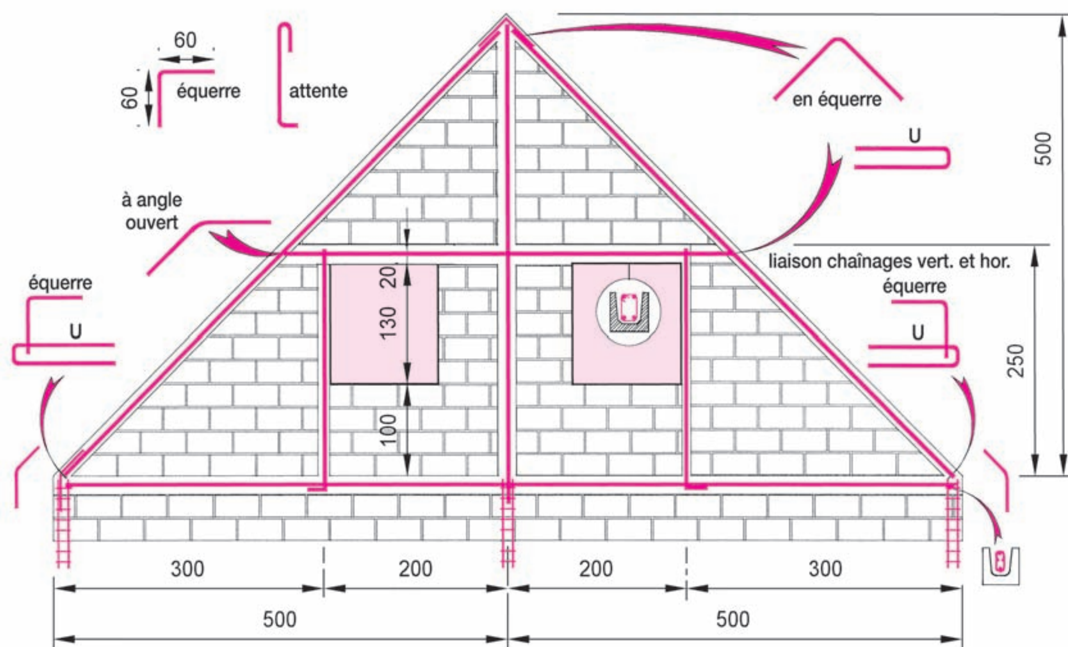


Fig. 23 : Chaînages verticaux, horizontaux et rampants

8. Armatures des chaînages horizontaux et verticaux

La section minimale des chaînages horizontaux est de 0,4 % de la section de béton pour des aciers à haute adhérence de limite élastique 500 MPa (aciers d'appellation **HA Fe E 500**).

Se reporter aux diverses dispositions d'armatures (fig. 6 à 20).

La section des chaînages verticaux ou horizontaux ne peut être inférieure à 1,50 cm² dans la nuance Fe E 500, ce qui équivaut à 2 diamètres de 10 mm (**2 HA 10**), ou à 3 diamètres de 8 mm (**3 HA 8**), ou bien 4 diamètres de 7 mm (**4 HA 7**)

A : section totale des aciers
B : largeur du béton du chaînage
H : hauteur du béton

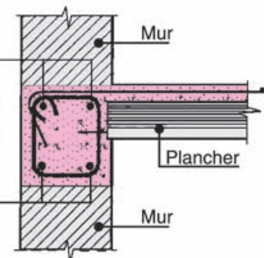
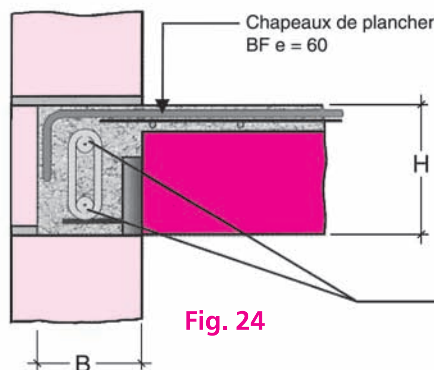


Fig. 31 : Chaînage avec cadres



$$A(\text{cm}^2) \geq \max \begin{cases} 0{,}004 \times B\ (\text{cm}) \times H\ (\text{cm}) \\ 1{,}50\ \text{cm}^2\ \text{HA Fe E 500} \end{cases}$$

Fig. 24

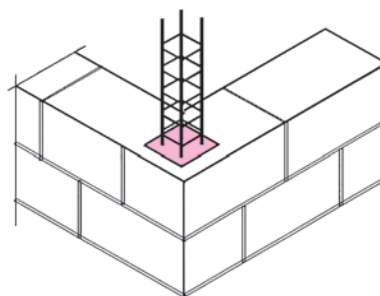


Fig. 32 : Chaînage vertical d'angle

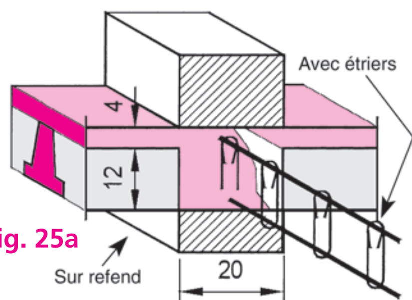


Fig. 25a

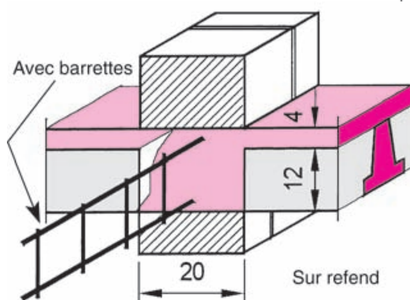


Fig. 28a

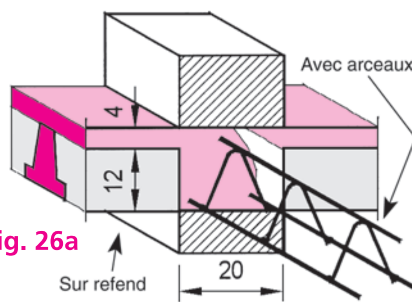


Fig. 26a

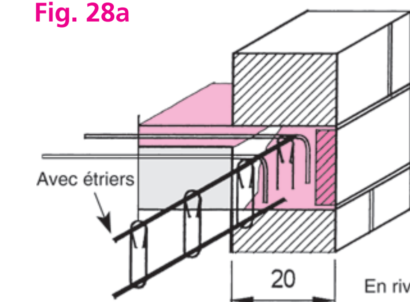


Fig. 29a

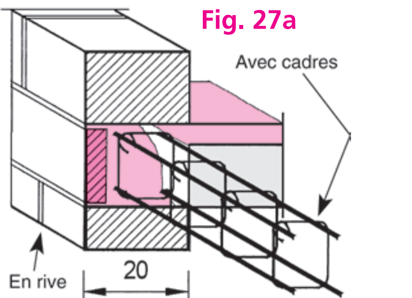


Fig. 27a

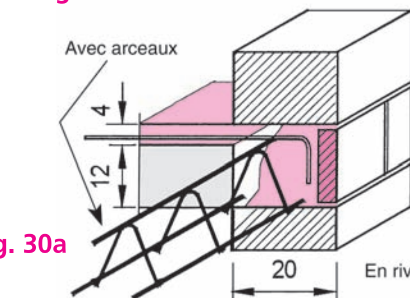


Fig. 30a

Fig. 25b à 28b

25b	h	**2 filants Ø 10 HA Fe E 500** Étriers montage e = 45
26b	h	**3 filants Ø 8 HA Fe E 500** Arceaux montage e = 40
27b	h, b	**4 filants Ø 7 HA Fe E 500** Cadres montage e = 40
	Chaînages EL renforcés	
27c	h, b	**4 filants Ø 8 HA Fe E 500** Cadres montage e = 30
28b	h, Ø	**2 filants Ø 10 HA Fe E 500** Barrettes montage e = 40
	Éléments transversaux : Ø 4,5 FLE 500 ou Ø 5 HA Fe E 500	

doc. : Standarm

Figure	Légende	Figure	Légende
25a et 25b	**Chaînage avec étriers** sur refend porteur d'ép. 15 ou 20 cm pour un plancher à poutrelles. (fig. 25b, **h** = 10 cm avec 2 filants ∅ **10 HA**)	28a et 28b	**Chaînage avec barrettes** sur refend. Il facilite la mise en place des poutrelles. (fig. 28b, h = 6 avec 2 filants ∅ **10 HA**)
26a et 26b	**Chaînage avec arceaux** sur refend. (fig. 26b, **h** = 7,5 cm avec filants **3** ∅ **8 HA**)	29a et 25b	**Chaînage de rive de plancher** avec des étriers (fig. 25b) qui servent au support et à la fixation des chapeaux.
27a et 27b	**Chaînage avec cadres** pour chaînages horizontaux ou verticaux. (fig. 27b, références **b-h** de valeurs 8-8, 10-10, 10-15, 15-15 ou 15-20, avec filants **4** ∅ **8 HA**)	30a et 26b	**Chaînage de rive avec arceaux** Les arceaux s'empilent en s'emboîtant pour le transport. Ils servent en position inversée pour raidir la partie supérieure des allèges, prolongée sous les jambages.

Chapitre 7

Dimensions et armatures de semelles continues et isolées

1. Semelles de fondation des maisons individuelles

Rôle des semelles de fondation

- **Transmettre toutes les charges au sol :**
  - les charges permanentes des ouvrages (G) ;
  - les charges d'exploitation des planchers (Q_B).

Une descente de charges est nécessaire pour leur évaluation, majorée par des coefficients de sécurité à l'état ultime de résistance et de stabilité.

La combinaison de base à l'ELU est :

$$N_u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q_B\ (*)$$

* Se reporter aux données de base du chapitre 1.

- **Répartir les charges transmises sur le sol** pour assurer l'équilibre statique qui dépend :
  - de la capacité portante du sol par unité de surface (MPa) ;
  - des dimensions de semelle à prévoir (multiples de 5 cm en général).

Étude de la stabilité

Elle nécessite dans le cas des semelles continues ou isolées :

- **le choix des dimensions,** en particulier la hauteur ;
- **la détermination des armatures** en fonction de N_u ;
- **le contrôle de la pression sur le sol** avec ajout du poids de la semelle (N_u + 1,35 x poids semelle) ;
- **les dispositions constructives minimales** pour les chaînages et les liaisons horizontales et verticales.

La majeure partie des semelles sont de type rigide et les vérifications de résistance du béton et d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

2. Sols et conditions de réalisation des fondations

Stabilité d'une construction

La stabilité dépend, en premier lieu, du type de sol et du sérieux des fondations.

- **Les sols rocheux** non fissurés constituent une assise excellente pour les constructions en zone à risques sismiques.
- **Les roches métamorphiques et sédimentaires**

On trouve par ordre décroissant :
  - les sols cohérents durs et compacts (grès, gneiss, craie dure ou calcaire grossier, meulière, etc.) ;
  - les sables et les graviers très denses ;
  - les sols argilo-graveleux ;
  - les sols granulaires moyennement compacts ;
  - les sols moyennement consistants et les craies tendres.
- **Les sols suivants sont à éviter :**
  - les vases, les tourbes, les alluvions épaisses et molles ;
  - les sables fins peu compacts ;
  - les sols fracturés ;
  - les sols pulvérulents ;
  - les limons et argiles molles.

Recommandations relatives à la stabilité dans les zones à risques

Les recommandations concernent le choix du terrain.

- La règle est d'éviter tous les sols argileux dont **la teneur en eau** pourrait varier et nuire aux fondations (argiles gonflantes).
- **La profondeur d'encaissement** est d'au moins 60 cm et supérieure au 1/10 de la hauteur de la construction.
- **L'instabilité des constructions** est souvent un problème de fondation. **La solution consiste à assurer des liaisons efficaces** par des chaînages aux angles au niveau des fondations et un bon ancrage de la superstructure avec les fondations (cf. chap. 4, et visualisation chapitre 5, fig. 1 et 2).

Cas de semelle flexible

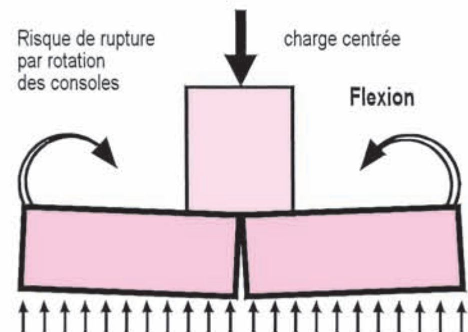


Fig. 1 : Actions ascendantes du sol et flexion

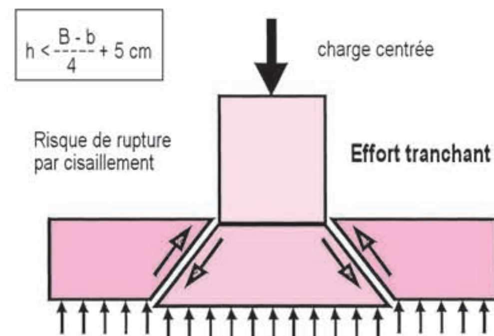


Fig. 2 : Actions du sol et rupture

Cas de semelle rigide : mode de fonctionnement

Sous l'effet des charges verticales, les bielles de béton comprimé dans la semelle sont équilibrées à la partie inférieure par les aciers tendus transversaux.

Les aciers longitudinaux servent à raidir la semelle et réduire les déformations en cas :
- de terrain de résistance inégale ;
- de charges non uniformes.

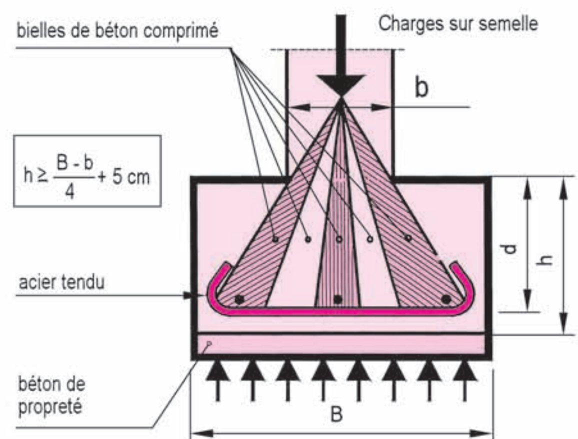


Fig. 3 : Actions ascendantes du sol

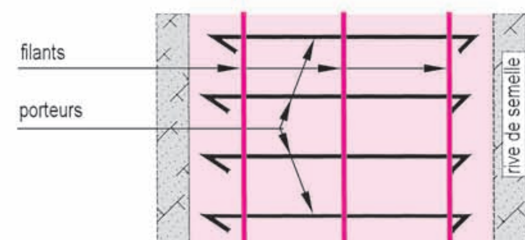


Fig. 4 : Armature de semelle continue

Valeurs indicatives des contraintes de calcul admises sur le sol

Elles sont déterminées à partir des essais de mécanique des sols ou de sondages sur le site à l'aide le plus souvent, dans les terrains argileux, d'un pénétromètre statique qui mesure la résistance de pointe et par suite la résistance de calcul admise.

Désignation des sols et roches			Contrainte admise* (daN/cm²)	Contrainte admise* (MPa)	Masse volumique humide (kg/m³)	Observations
Sols fins	Argiles	Humides et plastiques	0,2 à 0,5	0,02 à 0,05	1 800	Souvent compressibles
		Consistantes	0,5 à 1,5	0,05 à 0,15		Sols imperméables
		Raides	1,5 à 3,0	0,15 à 0,30		Cohésion importante
Sols grenus	Sable (50 % passent au tamis de 2 mm)	Moyennement compacts	1,5 à 3,0	0,15 à 0,30	1 800	Pulvérulents Peu de cohésion
	Graviers (50 % sont retenus au tamis de 2 mm)	Compacts	2,0 à 5,0	0,2 à 0,5		Grains ∅ > 2 μ Affouillables
Roches	Craies	Roches compactes et de stratification favorable	5	0,5	2 000	Saines et peu fissurées
	Marnes Marno-calcaires		5 à 10	0,5 à 1,0	1 800	Humides et très compactes
	Grès et schistes	Roches très résistantes à la compression	5 à 15	0,5 à 1,5	2 300 à 2 700	Roches à forte cohésion si non altérées, dures et résistantes en compression
	Granit et calcaires		20 à 30	2 à 3		

* 1 MPa = 10 daN/cm² et 1 daN/cm² = 1 bar (ancienne unité)

Les sols organiques, tels que les tourbes et les vases, sont considérés comme non porteurs car ils sont très compressibles.

Les remblais, récents et compactés ou anciens et consolidés, nécessitent une étude géotechnique.

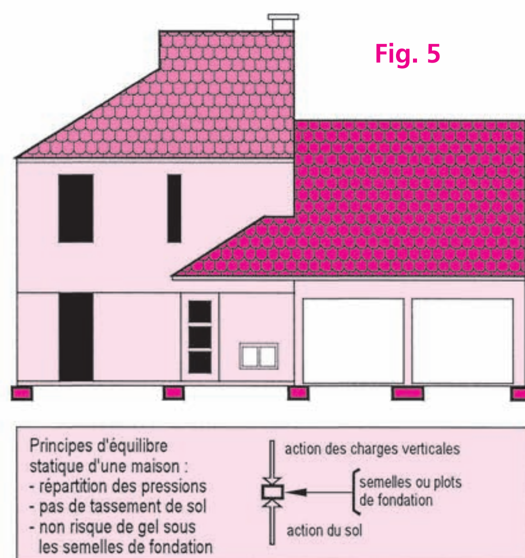


Fig. 5

Indications de profondeur hors gel des fondations

En raison de son importance pour la pérennité de la construction et l'évitement de graves désordres, cette prescription est mentionnée dans tous les descriptifs de maison individuelle.

La profondeur hors gel varie de 50 cm dans les régions très tempérées à 1,00 m et plus dans les régions froides de la France (cf. chap. 3, fig. 15 : carte de France des zones de gel).

Profondeur indicative hors gel	(cm)
Zone à gel faible ou modéré	60
Zone à gel modéré ou sévère	80
Zone à gel sévère	≥100
Ces valeurs doivent être corrigées en fonction de l'altitude (régions de montagne).	

Conséquences du gel suivi du dégel

- **En période de gel**
  L'eau du sol gèle et augmente de volume.
  Le gonflement entraîne une dislocation du sol.
- **En période de dégel**
  Il se produit un affaissement du squelette du sol par diminution de volume.
  Le tassement consécutif provoque de graves désordres dans les structures avec fissuration des murs.

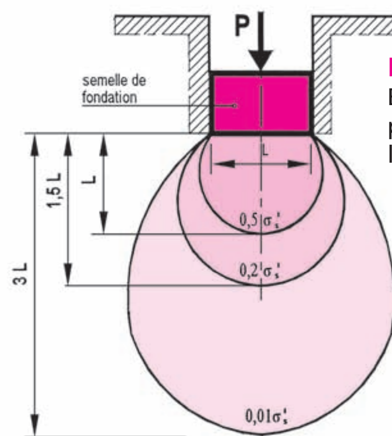


Fig. 6 : Bulbes des pressions sous la semelle

Risques de désordres en terrain argileux

- Certaines argiles sont sensibles à la dessiccation du sol, qui se traduit par un retrait consécutif. Il s'ensuit une modification de la capacité portante du sol et un tassement des structures. Chacun sait que les maisons se fissurent en été plutôt qu'en hiver.
- À l'inverse, en présence d'eau, les argiles peuvent augmenter de volume (argiles gonflantes).
- La profondeur recommandée des semelles est de l'ordre de 1,50 m.

Sections minimales d'armatures

La réglementation impose des sections minimales d'armatures dans toute maison, en particulier dans les zones à risques sismiques (cf. chap. 6).

Il s'agit :

- des liaisons entre les fondations et la structure ;
- des chaînages verticaux et horizontaux ;
- de la stabilité des refends et des pignons.

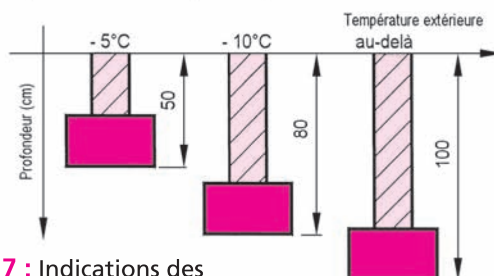


Fig. 7 : Indications des profondeurs hors gel

Cas de fissuration du béton

- La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque l'élément en béton armé est exposé aux intempéries, à des condensations ou s'il se trouve en milieu humide.
- La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** si l'élément est exposé à un milieu agressif susceptible d'attaquer le béton (eau de mer, eau très pure, etc.).
- Il est prescrit de majorer la section d'acier obtenue à l'état limite ultime de résistance suivant les cas de fissuration.

fissuration préjudiciable	majoration de 10 %
fissuration très préjudiciable	majoration de 50 %

Commande du béton à propriétés spécifiées (BPS)

- **Elle doit être conforme à la norme** pour les bétons prêts à l'emploi en tenant compte de la classe d'exposition (cf. chap. 3, § 3).
- **Exemple de désignation pour des semelles filantes ou isolées.** Les performances du béton sont garanties par le fournisseur de BPE :
  - classe d'exposition (risque de corrosion, d'humidité, etc.) ;
  - résistance à la compression du béton à 28 jours (MPa) ;
  - consistance (mesure par affaissement au cône) ;
  - classe de chlorure (risque surtout en milieu marin) ;
  - dimension maximale des granulats.
- **Caractéristiques de la commande de l'entreprise**

Béton BPS pour des semelles filantes	
Classe d'exposition (milieu humide)	XC2
Classe de résistance sur cylindre (f_c28)	C 25
Classe de consistance (≈ 12 cm d'affaissement)	S 3
Classe de chlorures (Cl)	Cl 0,40
Dimension max. du granulat (∅ mm)	20
Ajout d'adjuvant demandé (fluidifiant ou hydrofuge éventuel)	

3. Choix des dimensions des semelles rigides

La méthode des bielles s'applique essentiellement aux semelles sous charges centrées assurant une pression uniforme sur le sol.

La charge de calcul s'établit à l'état limite ultime.

Semelle continue sous mur

La méthode de calcul est la suivante :

- Considérer une longueur de semelle de 1 m.
- Déterminer la charge à l'état limite ultime N_u :

$$N_u = 1,35\ G + 1,5\ Q_b$$

- Calculer la largeur approchée de la semelle B en tenant compte de la contrainte admise du sol q :

$$B = N_u / (1 \times q)$$

- Calculer la hauteur utile minimale d :
  - largeur de semelle B
  - épaisseur du mur b

$$d = \frac{B - b}{4} \text{ et } d \leq B - b$$

- Déterminer la hauteur minimale correspondante h :

$$h = d + 0,05\ m$$

- Choisir les dimensions multiples de 5 cm pour B et h avec h ≥ 20 cm en pratique.

Exemple :
mur d'épaisseur b = 20 cm et largeur de semelle B = 50 cm

$$d = \frac{B - b}{4} = 7,5\ cm$$

La hauteur minimale usuelle est h ≥ 20 cm et d ≥ 15 cm.

- Vérifier la contrainte du sol avec :

$$q_{sol} = \frac{N_u + (1,35 \times \text{poids de semelle})}{B \times 1,00} \leq q$$

Exemples traités

La semelle continue ou filante est raidie longitudinalement par des aciers inférieurs filants et souvent renforcée par des aciers supérieurs pour réduire les désordres liés au tassement différentiel ou aux charges inégales sur la fondation.

Les vérifications de résistance du béton et d'effort tranchant ne sont pas nécessaires pour les semelles continues ou isolées.

Semelle isolée sous poteau

On distingue les semelles à base rectangulaire et les semelles à base carrée.

Elles impliquent la condition suivante pour la hauteur utile d :

- A et B sont les dimensions de la semelle isolée à base rectangulaire, avec B > A, et a et b sont les côtés d'un poteau, avec b > a.
- La base de la semelle carrée est définie par A = B et les cotés du poteau de section carrée par a = b.
- Les côtés de la section du poteau et les dimensions de la semelle à base rectangulaire doivent être aussi homothétiques que possible :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \cdot B$$

La surface portante est : $S = A \times B = \frac{a}{b} \cdot B^2$

On obtient les côtés de la semelle :

$$B_{min} = \sqrt{\frac{N_u}{q} \cdot \frac{b}{a}} \quad \text{et} \quad A_{min} = \sqrt{\frac{N_u}{q} \cdot \frac{a}{b}}$$

- Condition requise pour la hauteur utile d :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$ (d'après DTU 13.12)

La hauteur totale se déduit avec h = d + 5 cm.
On prend pour la réalisation de la semelle : h ≥ 20 cm

Un arrondi sur les dimensions fait souvent adopter un multiple de 5 cm pour le poteau et la semelle.

Exemple

Données
Charge ultime : N_u = 153 000 N ou 0, 153 MN
Pression admise sur le sol : q = 0,2 MPa
Section du poteau : 20 x 25 cm
Calcul des dimensions

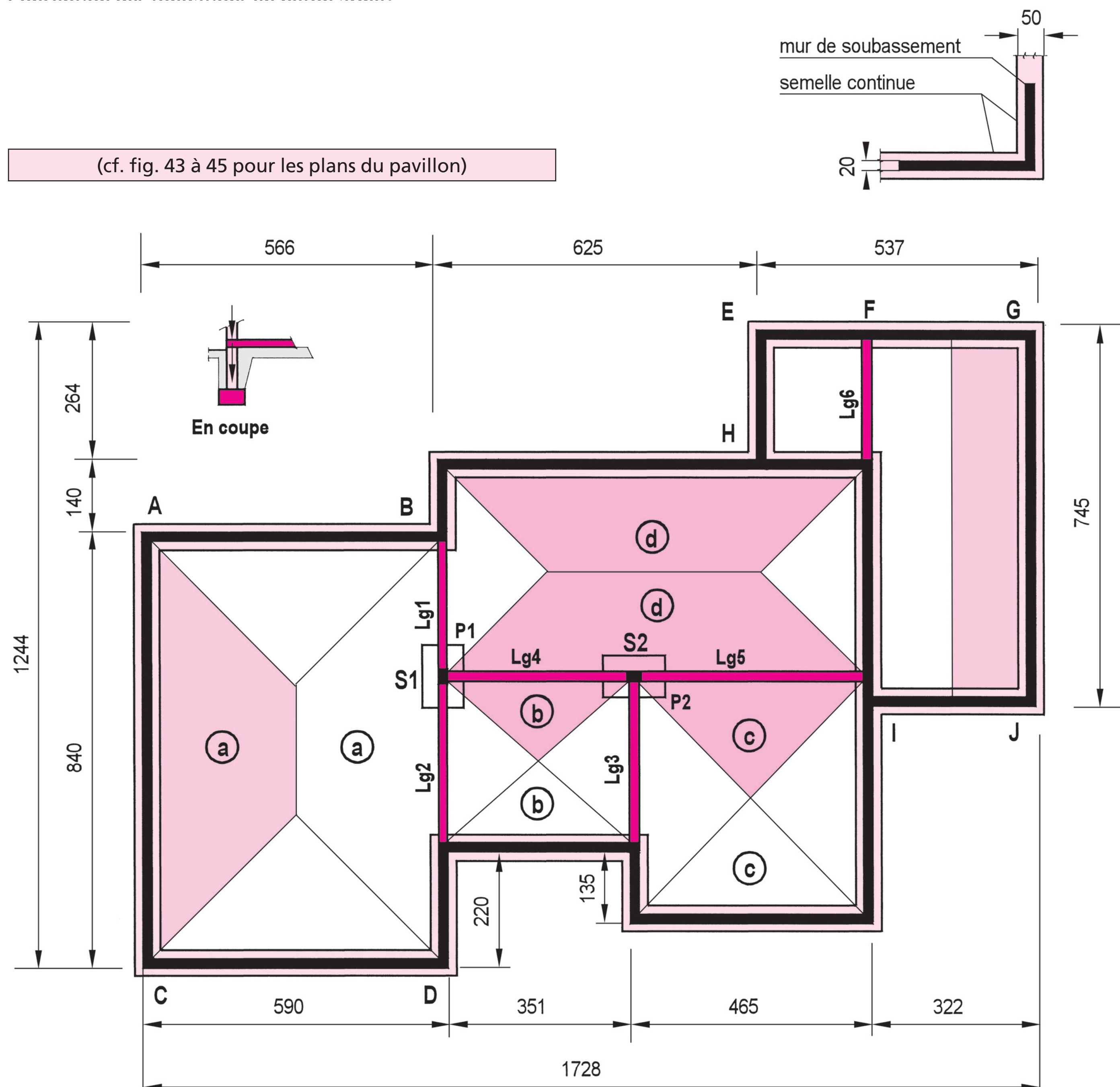
Calcul de $B_{min} = \sqrt{\frac{0,153}{0,2} \cdot \frac{0,25}{0,20}} = 0,98\ m$

Calcul de $A_{min} = \sqrt{\frac{0,153}{0,2} \cdot \frac{0,20}{0,25}} = 0,78\ m$

Choix final : A = 0,80 m ; B = 1,00 m ; h = 0,25 m

4. Dalle en béton armé portée par les murs ou les longrines

Conception des fondations en béton armé :



Les charges sont transmises aux semelles dans le cas d'un terre-plein avec dalle appuyée sur :

- les murs périphériques de soubassement ;
- les longrines Lg1 à Lg6.

Les lignes de partage pour obtenir les zones a, b, c, d, etc. sont tracées d'après la théorie des lignes de rupture en partant de l'hypothèse d'une déformation de la dalle avec rotation de panneaux distincts (repères a, b, c, etc.) sur chaque ligne d'appui constituée par un mur ou une longrine.

Le tracé des panneaux s'effectue à partir des angles selon des directions voisines de 45°.

Les charges permanentes et d'exploitation des panneaux considérés sont transmises sur les murs et les longrines appuyées sur les fondations.

Le calcul des charges à l'état ultime peut s'effectuer pour déterminer les semelles continues et isolées.

Exemples

Mur de soubassement AC

Il porte les charges permanentes et d'exploitation de la zone de plancher en forme de trapèze (repère a).

Mur de soubassement GJ

L'hypothèse de la dalle en béton armé portant dans un seul sens est retenue pour le panneau IFGJ en raison de ses dimensions.

Longrines en continuité Lg4 et Lg5

Elles portent les zones de plancher repérées par les lettres b, c et d :

- zones b et c en forme de triangle
- zone d en forme de trapèze

Semelles isolées S1 et S2

Elles portent les longrines et également les poteaux et les charges transmises par eux.

5. Évaluation simplifiée de l'effort de traction sur les aciers

Notations

N_u : charge à l'état ultime centrée sur la semelle
B : largeur de la semelle en contact avec le sol
b : épaisseur du mur
d : hauteur utile
h : hauteur totale
q : contrainte de calcul sur le sol
R_s : composante verticale de la réaction du sol
N_s : effort normal de traction sur les aciers
f_e : limite élastique de l'acier
f_e/γ_s : contrainte de calcul de l'acier à l'ELU

- **La charge** N_u admet deux composantes situées chacune à une distance b/4 de l'axe et d'intensité $N_u/2$ (cf. fig. 11).
- **Les réactions du sol** équilibrent les charges appliquées et chaque moitié du patin de la semelle admet une composante verticale R_s à une distance B/4 de l'axe et d'intensité $N_u/2$.
- **La force de traction** N_s sur les aciers résulte de l'action de la bielle oblique moyenne F_b.
  - Évaluation de l'effort de traction N_s
    $N_s = \frac{N_u}{2} \cdot \tan\alpha$
    $\tan\alpha = \frac{(B - b)}{4 \cdot d}$
  - Valeur de N_s
    $N_s = \frac{N_u}{2} \cdot \frac{(B - b)}{4d}$
  - La formule des bielles s'exprime par :
    $$N_s = \frac{N_u}{8} \cdot \frac{(B - b)}{d}$$
  - La section d'armature A_s nécessaire est :
    $$A_s = \frac{N_u}{8} \cdot \frac{(B - b)}{d} \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

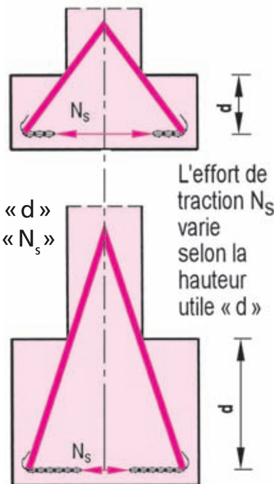


Fig. 10a : Influence de « d » sur la valeur « N_s »

- **Détermination de la section d'acier en fonction de la hauteur utile minimale d pour une semelle rigide.**
  Si $d \left(= \frac{B - b}{4} \right)$ on a tout simplement :
  - effort de traction sur les aciers $\mathbf{N_s = N_u /2}$
  - Section des aciers principaux

$$A_s = \frac{\text{Effort de traction}}{\text{Contrainte de calcul}} \Rightarrow A_s = \frac{N_u}{2} \cdot \frac{1}{f_e/\gamma_s}$$

Calcul de semelle continue sous mur

- **Armatures** fe (MPa) : **500**
- **Sol** q (MPa) : **0,15**
- **Semelle** (choix 1 ou 2)
  - 1. isolée
  - 2. continue : 2

Arrondis des dimensions (cm) : **5**

- **Épaisseur du mur (cm)** : **20**
- **Charges**
  - permanentes g (MN/m) : **0,0626**
  - variables q (MN/m) : **0,0200**
- **Dimensions**

(cm)	A	B	H
	100,00	79,93	19,98
arrondis (cm)	**100**	**80**	**20**

- **Charge ultime** $\mathbf{N_u = 114\,510}$ **N**

1,35 x poids semelle = **5 400** N

- **Contrainte sol** **q = 0,15** MPa
- **Armatures parallèles à B** $\mathbf{A_y = 1,32}$ cm²
- **Aciers filants** $\mathbf{A_x \geq 1,60}$ cm²

doc. : Logiciel CBA

Évaluation simplifiée des aciers

Données (cf. exemple ci-dessus)

Charge $N_u = 1,35\ G + 1,5\ Q_B$

$N_u = 1,35 \times 0,0626 + 1,5 \times 0,0200 = 0,11451$ MN

La charge correspond à ≈ 11,68 tonnes/mètre.

Section d'aciers transversaux

$$A_s = \frac{N_u}{2} \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{0,11451}{2} \cdot \frac{1}{500 / 1,15} \cdot 10^4 = 1,32 \text{ cm}^2$$

Section d'aciers filants avec section ≥ 1,60 cm²

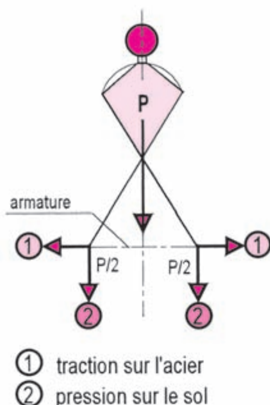


Fig. 10b : Analogie des actions

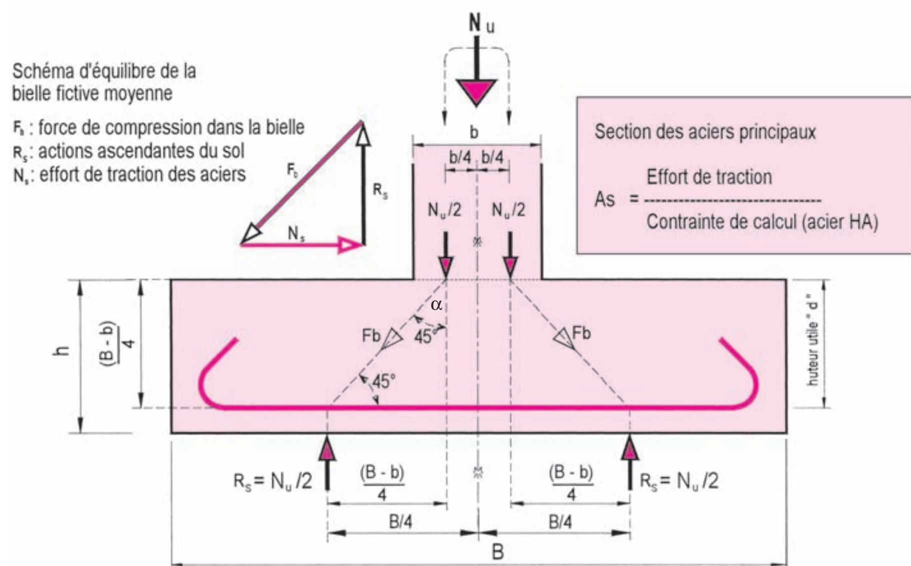


Fig. 11 : Détermination de la section d'acier d'une semelle isolée

6. Exemples de détermination d'armatures pour semelles continues

Cas 1 : charge N_u = 0,105 600 MN

- **Armatures** f_e (MPa) : **500**
- **Sol** q (MPa) : **0,15**
- **Semelle** (choix 1 ou 2)
  - 1. isolée
  - 2. continue : 2

Arrondis des dimensions (cm) : **5**

- **Épaisseur du mur (cm)** : **15**
- **Charges**
  - permanentes g (MN/m) : **0,056**
  - variables q (MN/m) : **0,020**
- **Dimensions** A B H

	A	B	H
(cm)	100,00	73,66	19,66
arrondis (cm)	100	75	20

- **Charge ultime** N_u = **105 600** N
  1,35 x poids semelle = 5 062 N
- **Contrainte sol** q = **0,148** MPa
- **Armatures parallèles à B** A_y = **1,21** cm²
- **Aciers filants** A_x ≥ **1,60** cm²

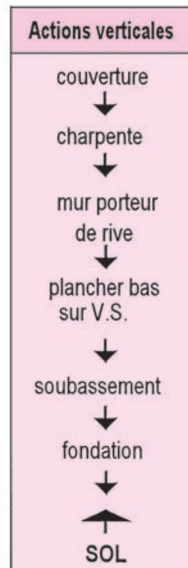


Fig. 12a : Schéma d'équilibre des charges et des réactions du sol

Cas	Valeur N_u (MN)	Section A_y avec logiciel et formule des bielles	Section calculée par évaluation approchée $A_y = \frac{N_u}{2} \cdot \frac{\dots 1 \dots\dots .10^4}{434,8}$
n° 1	0,105 600	1,21 cm²	1,21 cm²

Le logiciel prend en compte le poids propre de la semelle et la résistance admise pour le sol pour prédéterminer les dimensions avant les arrondis.

Il est à noter que pour déterminer les armatures de la semelle, son poids propre n'intervient pas. On considère seulement la valeur N_u.

Il est de coutume de dire que la semelle est portée gratuitement par le sol.

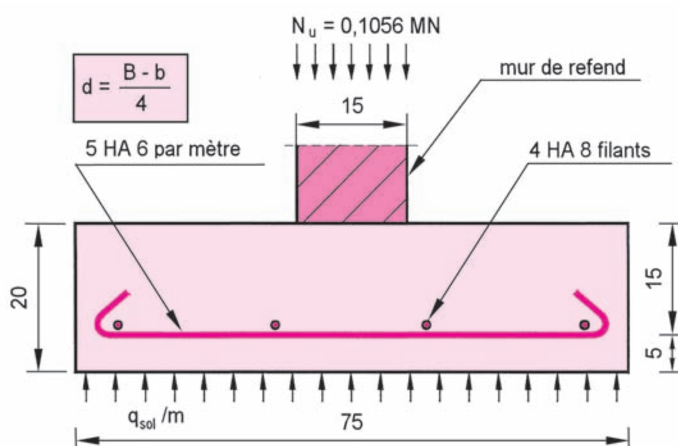


Fig. 12b : Coupe sur semelle filante du cas 1

Détails en calcul manuel du cas 1

- **Valeur de la charge ultime** (MN)

N_u = (1,35 x 0,056) + (1,5 x 0,020) = 0,0756 + 0,03 = 0,1056 MN

N_u = **0,1056** MN

- **Choix des dimensions** sans tenir compte du poids de la semelle
  - **Longueur considérée de la semelle** : 1,00 m
  - **Pression admise sur le sol** : q = 0,15 MPa
  - **Largeur de semelle B *a priori*** :

$$B = \frac{\dots Nu \dots\dots}{1,00 \text{ x } q} = \frac{0,1056}{1,00 \text{ x } 0,15} = 0,704 \text{ m}$$

On retient un multiple de 0,05 m ⇒ **B = 0,75 m**

- **Hauteur utile d** et hauteur de semelle **h**

$$d = \frac{B - b}{\mathbf{4}} \text{ et } h = d + 0,05 \text{ m}$$

- Épaisseur du mur de refend b = 0,15 m

$$d = \frac{(0,75 - 0,15)}{4} = 0,15 \text{ m et } \mathbf{h = 0,20} \text{ m}$$

- **Dimensions avant contrôle de la pression** sur le sol :
  B = 0,75 m ; L = 1,00 m ; h = 0,20 m

- **Section d'acier parallèle à B**

Application de la formule des bielles

$$A_y \text{ (cm²)} = \frac{N_u}{8} \cdot \frac{(B - b)}{d} \cdot \frac{\dots 1 \dots\dots}{f_e / \gamma_s} \cdot 10^4$$

Avec f_e = 500 MPa et / γ_s = 1,15 ⇒ f_e / γ_s = 434,8 MPa

$$A_y = \frac{0,1056}{\mathbf{8}} \cdot \frac{(0,75 - 0,15)}{\mathbf{0,15}} \cdot \frac{\dots 1 \dots}{\mathbf{434,8}} \cdot 10^4$$

A_y = 1,21 cm²

- **Section minimale d'aciers longitudinaux**

Prescriptions de mise en œuvre :

A_x ≥ ¼ . A_y et A_x ≥ 1,60 cm²

- **Vérification de la pression sur le sol**
  - Poids de la semelle à l'ELU
    p_sem (N) = 1,35 x (0,75 x 1,00 x 0,20) x 25 000
    p_sem (N) = 5 062 N ou 0,005 062 MN
  - Poids total (MN) = N_u + p_sem
    0,105 600 + 0,005 062 = 0,110 662 MN
  - Pression sur le sol

$$q_{sol} = \frac{0,110\,662}{0,75 \text{ x } 1,00} = \mathbf{0,1476 \text{ MPa}} < q = 0,15 \text{ MPa}$$

Cas 2 : Charge N_u = 0,132700 MN

- **Armatures** f_e (MPa) : **500**
- **Sol** q (MPa) : **0,2**
- **Semelle** (choix 1 ou 2)
  - 1. isolée
  - 2. continue : 2

Arrondis des dimensions (cm) : **5**

- **Épaisseur du mur (cm)** : **15**
- **Charges**
  - permanentes g (MN/m) : **0,072**
  - variables q (MN/m) : **0,025**
- **Dimensions** (cm)

	A	B	H
(cm)	100,00	69,54	18,63
arrondis (cm)	**100**	**70**	**20**

- **Charge ultime** **N_u = 134 700** N
  1,35 x poids semelle = **4 725** N
- **Contrainte sol** **q = 0,199** MPa
- **Armatures parallèles à B A_y = 1,42 cm²**
- **Aciers filants** **$A_x \geq$ 1,60 cm²**

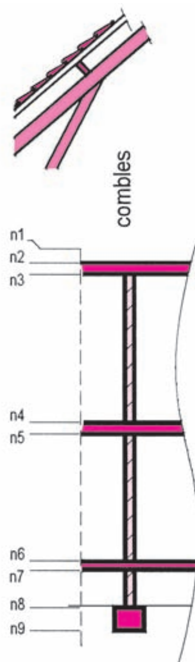


Fig. 13 :
Mur de refend

Cas 3 : Charge N_u = 0,152250 MN

- **Armatures** f_e (MPa) : **500**
- **Sol** q (MPa) : **0,2**
- **Semelle** (choix 1 ou 2)
  - 1. isolée
  - 2. continue : 2

  Arrondis des dimensions (cm) : **5**

- **Épaisseur du mur (cm)** : 20
- **Charges**
  - permanentes g (MN/m) **0,085**
  - variables q (MN/m) : **0,025**
- **Dimensions**

	A	B	H
(cm)	100,00	78,74	19,69
arrondis (cm)	**100**	**80**	**20**

- **Charge ultime** **N_u = 152 250** N
  1,35 x poids semelle = **5 400** N
- **Contrainte sol** **q = 0,197** MPa
- **Armatures parallèles à B A_y = 1,75** cm²
- **Aciers filants $A_x \geq$ 1,60** cm²

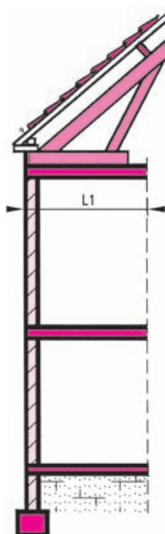


Fig. 14 :
Mur de façade

Cas	Valeur N_u (MN)	Section A_y avec logiciel et formule des bielles	Section calculée par évaluation simplifiée $A_y = \frac{N_u}{2} \cdot \frac{1}{434,8} \cdot 10^4$
n° 3	0,152500	1,75 cm²	1,75 cm²

Détails en calcul manuel du cas 3

- **Valeur de la charge ultime (MN)**

N_u = (1,35 x 0,085) + (1,5 x 0,025)

N_u = 0,152250 MN

- **Choix des dimensions** sans tenir compte du poids de la semelle
  - Longueur considérée de la semelle : 1,00 m
  - Pression admise sur le sol : q = 0,2 MPa
  - Largeur de semelle B *a priori* :

$$B = \frac{...Nu......}{1,00 \times q} = \frac{0,152250}{1,00 \times 0,2} = 0,76 \text{ m}$$

On retient un multiple de 0,05 m ⇒ **B = 0,80 m**

  - Hauteur utile d et hauteur de semelle h

$$d = \frac{B - b}{4} \text{ et } h = d + 0,05 \text{ m}$$

Épaisseur du mur b = 0,20 m

$$d = \frac{(0,80 - 0,20)}{4} = 0,15 \text{ m et } \mathbf{h = 0,20 \text{ m}}$$

  - Dimensions avant contrôle de la pression sur le sol :

B = 0,80 m ; L= 1,00 m ; h = 0,20 m

- **Section d'acier parallèle à B**

Application de la formule des bielles

$$A_y (\text{cm}^2) = \frac{N_u}{8} \cdot \frac{(B - b)}{d} \cdot \frac{...1......}{f_e / \gamma_s} \cdot 10^4$$

Avec f_e = 500 MPa et / γ_s = 1,15 ⇒ f_e / γ_s = 434,8 MPa

$$A_y = \frac{0,152250}{8} \cdot \frac{(0,80 - 0,20)}{0,15} \cdot \frac{...1...}{434,8} \cdot 10^4$$

A_y = 1,75 cm²

- **Section minimale d'aciers longitudinaux**

Prescriptions de mise en œuvre :

$A_x \geq$ ¼ . A_y et $A_x \geq$ 1,60 cm²

- **Vérification de la pression sur le sol**
  - Poids de la semelle à l'ELU :

p_sem (N) = 1,35 x (0,80 x 1,00 x 0,20) x 25000

p_sem (N) = 5400 N ou 0,005400 MN

  - Poids total (MN) = N_u + p_sem

0,152250 + 0,005400 = 0,157650 MN

  - Pression sur le sol

$$q_{sol} = \frac{0,157650}{0,80 \times 1,00} = \mathbf{0,197 \text{ MPa}} < q = 0,2 \text{ MPa}$$

7. Fiche technique : armatures préfabriquées de semelles continues

Hypothèses générales (BAEL et DTU 13-12)

① armatures HA Fe E 500 : f_e = 500 MPa ; cadres ∅ 5 HA Fe E 500 soudés en bout ; σs = 348 MPa (ELU) ;
② béton de résistance caractéristique : f_{c28} = 25 MPa ;
③ fissuration préjudiciable ;
④ $P_{ser} = G + Q_B$: charge admissible à l'ELS ;
⑤ $P_u = 1{,}4 \times P_{ser}$: charge admissible à l'ELU ;
⑥ bâtiments courants contreventés : $Q_B \leq 500$ daN/m², situations durables ou transitoires (hors zones sismiques) ;
⑦ encastrement :
– soit profondeur **hors gel** : - 70 à - 80 cm du terrain naturel (TN)
– soit profondeur **hors dessiccation** à - 150 cm du TN dans le cas des argiles gonflantes ;
⑧ ancrage dans le **bon sol** (ou sol repère) : 30 à 40 cm dans les sables et graviers, 40 à 60 cm dans les argiles ;
⑨ bétonnage à pleine fouille si les parois présentent une cohésion suffisante ;
⑩ la profondeur du fond de fouille est telle qu'elle garantit à la fois l'encastrement minimal dans le terrain et l'ancrage dans le **bon sol**.

Dans le cas de mauvais sols présentant des risques de tassements importants ou différentiels (argiles gonflantes, remblais, limons, couches de sols hétérogènes, etc.), la rigidification des semelles, des soubassements et des murs en élévation est à soumettre à votre bureau d'études béton armé sur la base d'une étude géotechnique préalable.

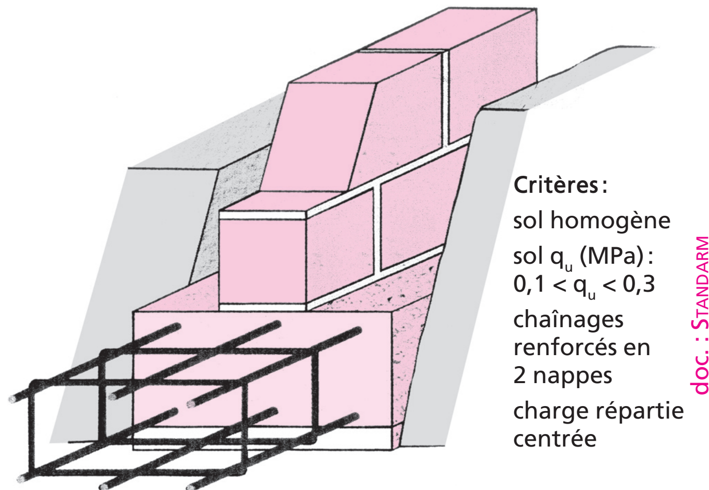


Fig. 15 : Semelle continue à 2 nappes d'aciers filants

Choix de semelles types en fonction des charges

COUPES (Fig. 16)	Désignation Réf. B-H	Section Béton B x H (cm)	Charge admissible P_{ser} daN/ml à l'ELS — Contrainte admissible du sol (daN/cm²) à l'ELS : 1	1,5	2	2,5	3 et +
6 filants Ø8 (b, h)	PPS 35-15	45 x 25	4 500	6 750	9 000	11 250	11 800
	PPS 45-15	55 x 25	5 500	8 250	8 850	8 850	8 850
	PPS 45-20	55 x 30	5 500	8 250	11 000	11 070	11 070
8 filants Ø10 (b, h)	PPS 55-20	65 x 30	6 500	9 750	10 200	10 200	10 200
	PPS 65-20	75 x 30	7 500	11 250	11 600	11 600	11 600

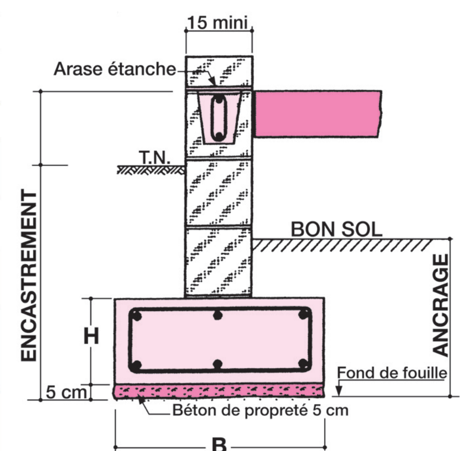


Fig. 17 : Coupe sur semelle et soubassement

Semelles de pavillon avec vide sanitaire (VS)

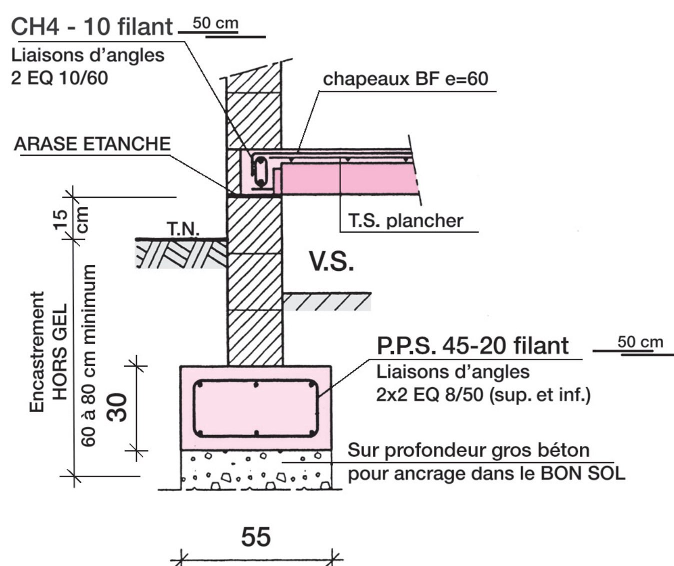


Fig. 18 : Semelle pour mur de façade

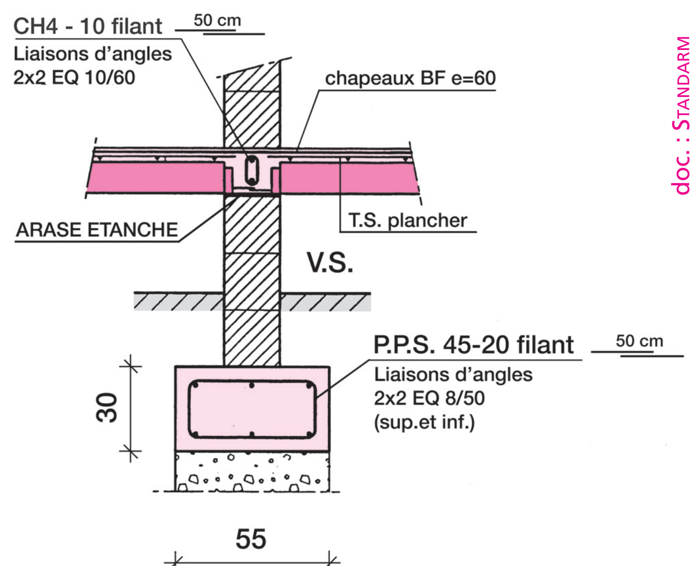


Fig. 19 : Semelle pour refend

8. Béton comprimé et aciers tendus d'une semelle filante rigide

- **Les semelles filantes** sont dites rigides si leur hauteur totale est suffisante :

$$h_{mini} = \frac{(B - b)}{4} + 0{,}05 \text{ m}$$

Elles se calculent par la méthode des bielles obliques qui développent à leur base des efforts de traction qui sont équilibrés par les aciers.

- **Les paires de bielles symétriques** se comportent comme une série d'arbalétriers comprimés et l'acier comme un entrait tendu.
- **La trajectoire des bielles extrêmes** est indiquée sur la fig. 20 suivant la direction EF dans la partie gauche et symétriquement à droite.
- **Mode d'action**

Chacune des paires de bielles inclinées travaille en compression et admet :
  - **une composante verticale** équilibrée par la réaction ascendante du sol q_{sol}. L'action élémentaire q_{sol} est supposée uniforme sur la largeur de la semelle (fig. 21) ;
  - **une composante horizontale** dA qui engendre un effort élémentaire de traction sur les aciers d'autant plus grand que la bielle est inclinée par rapport à la verticale d'un angle α.

$$\max \tan \alpha = \frac{\dots B \dots}{2\,h_o} = \frac{B-b}{2\,d} \quad \text{(a)}$$

$$dA = q_{sol} \times \tan \alpha$$

$$dA = \frac{\dots N_u \dots}{1{,}00 \,.\, B} \cdot \frac{(B - b)}{2.\,d} \quad \text{(b)}$$

Par analogie, ce fonctionnement est comparable à l'action de personnages ayant une force proportionnelle à leur taille et tirant sur une corde fictive constituée par les aciers (fig. 22).

- **L'effort total de traction** N_s résulte de la somme des forces élémentaires dA précédentes. Il est maximal dans l'axe de la semelle.
  - **Cette somme ou intégrale des forces élémentaires** peut se traduire par le calcul de la surface du triangle CDO pour connaître l'effort de traction puis la section d'acier (fig. 22).
  - **Expression de la formule des bielles :**

Surface du triangle CDO ou Σ dA

$$N_s = ½\ CD \times CO$$

$$N_s = ½ \times dA_{max} \times B/2$$

$$N_s = \frac{N_u\,(B - b)}{8\,d} \quad \textbf{avec (b)}$$

- Section d'armatures transversales :

$A_s = N_s$/contrainte acier
  - **Le diagramme des efforts de traction** se traduit par une parabole (fig. 22) dont l'effort capable des aciers doit constituer l'enveloppe.
  - **Le segment y1 de la parabole** est celui de l'effort de traction depuis l'extrémité C jusqu'en C' et est représenté par la surface du trapèze CC'D'D.

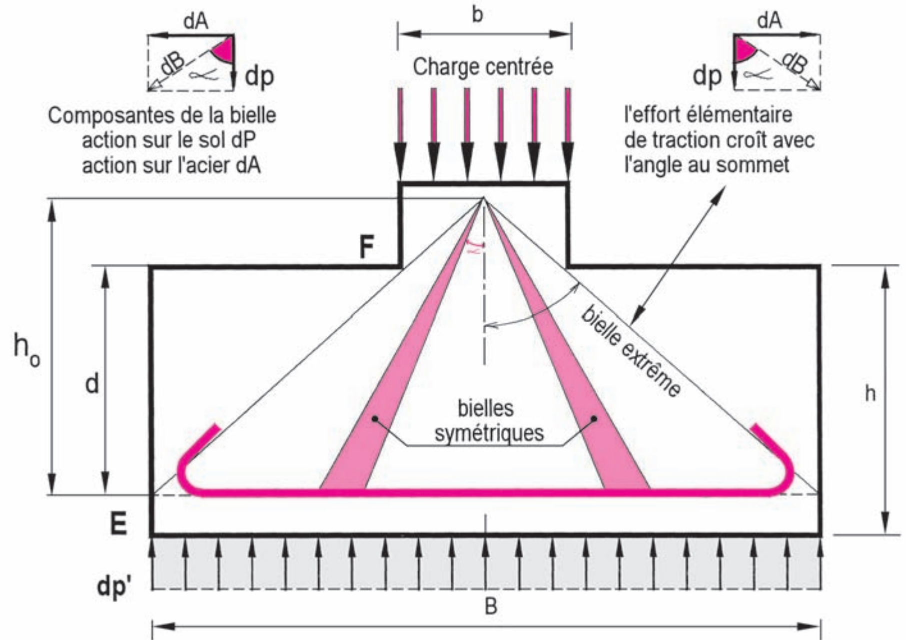


Fig. 20 : Répartition uniforme sur le sol et trajectoires des bielles extrêmes

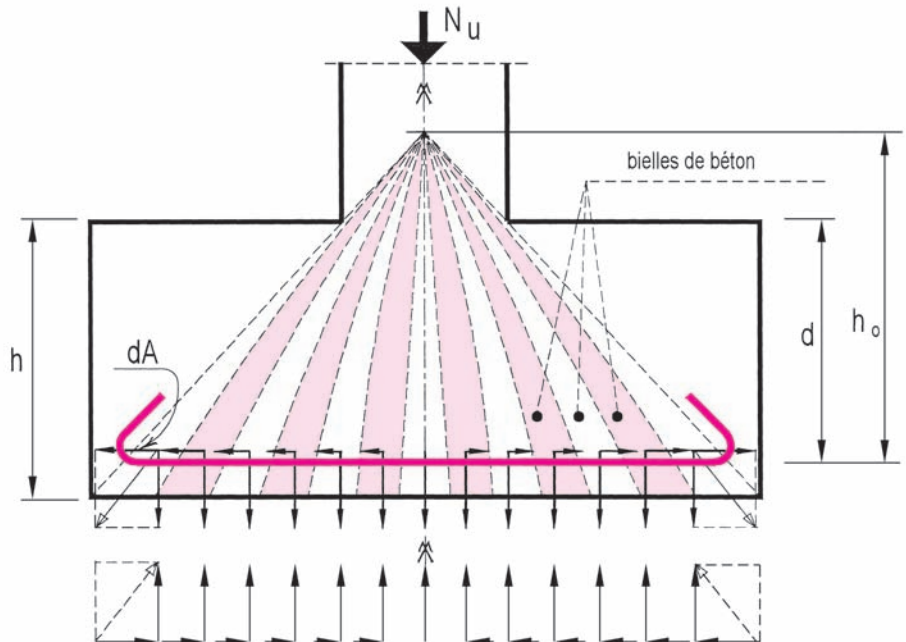


Fig. 21 : Schéma des actions réciproques sur l'acier et sur le sol

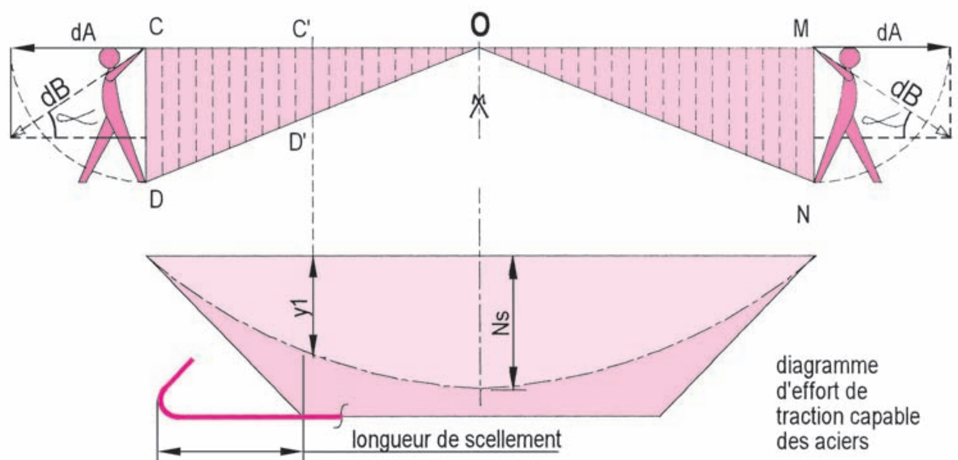


Fig. 22 : Effort de traction maximal au milieu de la semelle

9. Application de la formule des bielles à une semelle continue sous mur

Données

- **Acier** f_e (MPa) : **500**
- **Sol** q (MPa) : **< 0,2**
- **Arrondis dimensions** (cm) : **5**
- **Epaisseur du mur** (cm) : **20**
- **Charges**
  - permanentes g (MN/m) : **0,037**
  - variables q (MN/m) : **0,015**
- **Charge ultime**

  $N_u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q_B$

  $N_u = (1{,}35 \times 0.037) + (1{,}5 \times 0.015)$

  $\mathbf{N_u = 0{,}07245\ MN}$

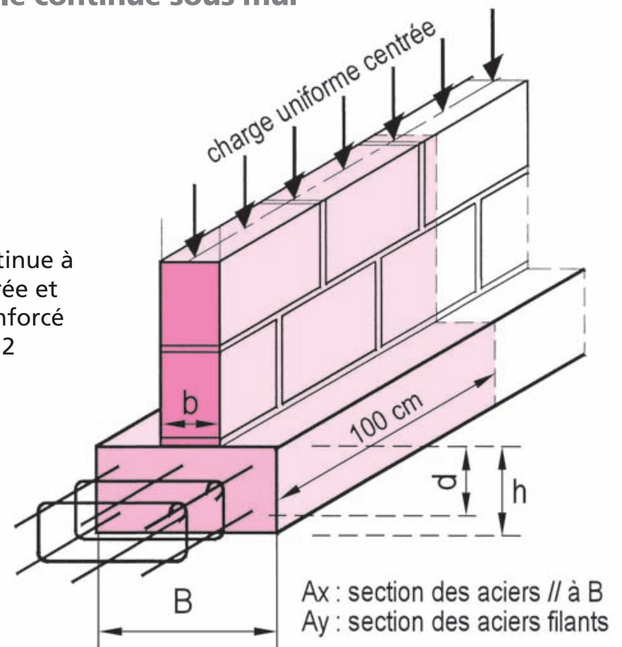


Fig. 23 : Semelle continue à charge centrée et chaînage renforcé par filants à 2 nappes

Résultats obtenus

- **Dimensions**

	A	B	H
(cm)	100,00	64,99	16,25
arrondis (cm)	**100**	**50**	**20**

- **Poids total sur le sol**

  N_u + (1,35 x poids semelle)

  0.07245 + 0.003375 = 0,075825
- **Contrainte sur le sol q = 0,152** MPa
- **Armatures parallèles à B** avec formule des bielles

  $A_y = 0{,}42\ cm^2$
- **Aciers filants $A_x \geq$ 1,60** cm²

Contrôle avec somme des tractions par le triangle

- **Charge ultime appliquée :**
  Nu = 0,07245 MN
- **Hauteur utile de la semelle : d = 0,15 m**
- **Action du sol** sans tenir compte du poids de la semelle :

  $$dp = \frac{\ldots N_u \ldots}{1{,}00 \times B} = 0{,}1449\ MPa$$
- **Bielle extrême de direction EF**

  $$\frac{h_o}{d} = \frac{\ldots B \ldots}{B - b} \text{ (triangles semblables)}$$

  $$\Rightarrow h_o = 0{,}25\ m \text{ et } \tan\alpha = \frac{\ldots B \ldots}{2\,h_o} = 1$$
- **Valeur de la force élémentaire dA_{max}**

  $dA_{max} = dp.\tan\alpha = 0{,}1449\ MPa$
- **Somme des forces de traction** (Σ dA dans le triangle CDO)

  $N_s = ½ \times 0{,}25 \times 0{,}1449 =$ **0,0181 MN**
- **Section d'acier en cm²**

$$A_y = \frac{\ldots N_s \ldots}{434{,}8} \cdot 10^4 = 0{,}42\ cm^2$$

Valeur de l'effort de traction N_s par la formule des bielles

$$N_s = \frac{N_u}{8}\frac{(B-b)}{d} = \frac{0{,}07245\ MN\ (50\ cm - 20\ cm)}{8 \quad 15\ cm} = \boxed{0{,}0181\ MN}$$

10. Intégration de l'effort de traction (N_s)

L'effort de traction effectué en K (pied de bielle au niveau de l'armature) est égal à la somme de tous les efforts de type dA qui correspondent à tous les éléments de largeur dx compris entre la rive de la semelle et le point K (cf. fig. 24).

L'effort de traction jusqu'à l'axe de la semelle se traduit par :

$$N_s(x) = \int_o^{B/2} dA = \int_o^{B/2} \frac{N_u}{B} \cdot \frac{x}{h_o} \cdot dx \quad \left(\text{avec } dA = dP.\tan\alpha \text{ et } dP = \frac{N_u}{B} \cdot dx;\ \tan\alpha = \frac{x}{h_o} \right)$$

$$N_s(x) = \frac{N_u}{B.h_o}\left[\frac{x^2}{2}\right]_o^{B/2}, \text{ on obtient : } N_s = \frac{N_u}{8} \cdot \frac{B}{h_o}$$

$$\text{Avec } h_o = d \cdot \frac{B}{B-b}, \text{ il vient : } \boxed{N_s = \frac{N_u}{8} \cdot \frac{B-b}{d}}$$

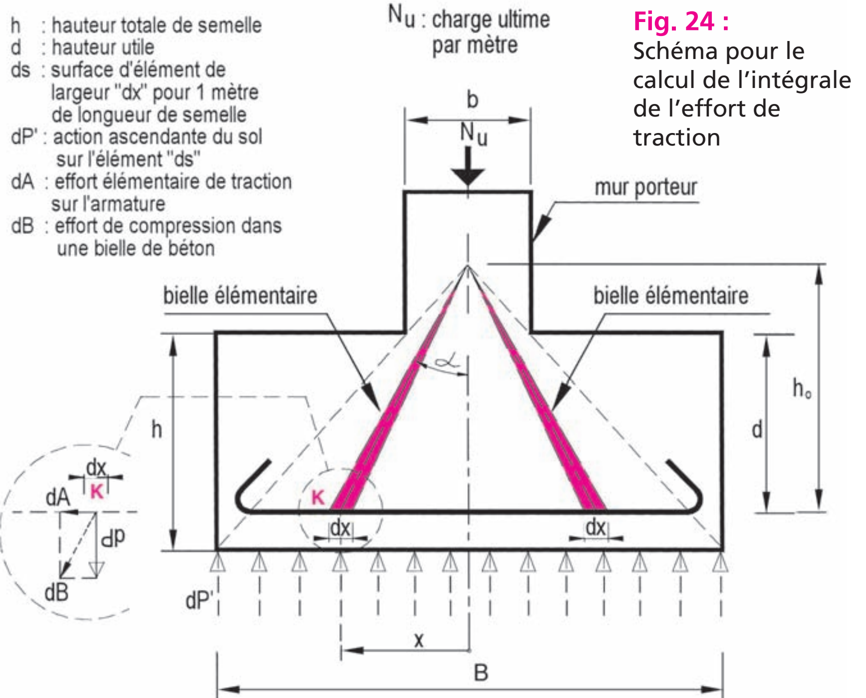


Fig. 24 : Schéma pour le calcul de l'intégrale de l'effort de traction

Semelle isolée n° 1	Détails semelle n° 1	Schémas de principe
Acier HA 500 et béton BPS C 25/30 Pression max. sur le sol : 0,3 MPa	**Valeur de la charge à l'état ultime** $N_u = 1,35\ G + 1,5\ Q_B$ $N_u = 1,35 \times 0,12 + 1,5 \times 0,04 = 0,222$ MN soit ≈ 22,6 tonnes	Fig. 25 Semelle isolée sous poteau en béton armé
Dimensions du poteau avec côté a < b a = 20 cm b = 25 cm	**Calcul des armatures**	
Charges permanentes G = 0,12 MN Charges d'exploitation Q_B = 0,04 MN	La formule des bielles est appliquée dans les 2 sens pour chacune des nappes croisées.	
Détermination des dimensions de la semelle : A = 80 cm B = 105 cm H = 25 cm	$A_y = \dfrac{N_u\ (B - b)}{8 . d . (f_e / \gamma_s)}$ et $Ax = \dfrac{N_u\ (A - a)}{8 . d . (f_e / \gamma_s)}$ $A_y = \dfrac{0.222\ (1,05 - 0,25) \times 10^4}{8 \times 0,20 \times 434,8} = 2,55$ cm² $A_y = \dfrac{0.222\ (0,80 - 0,20) \times 10^4}{8 \times 0,20 \times 434,8} = 1,91$ cm²	Fig. 26 a, b, h, A, B, A < B Notations des dimensions poteau et semelle
Armatures A_y = 2,55 cm² // au côté B A_x = 1,91 cm² // au côté A	**Pression sur le sol de fondation** Incidence du poids de la semelle :	
Contrainte sur le sol $Q_{sol} = \dfrac{(N_u + 1,35 \text{ p.p. semelle})}{\text{surface portante}}$	p_sem=1.35x1,05x0,80x0,25x25000x10⁻⁶ p_sem = 0,00709 MN $q_{sol} = \dfrac{(0,222 + 0,00709)}{1,05 \times 0,80} = 0,273$ MPa	
Semelle isolée n° 2	**Détails semelle n° 2**	
Acier HA 500 et béton BPS C 25/30 Pression max. sur le sol : 0,3 MPa	**Valeur de la charge à l'état ultime** $N_u = 1,35 \times 0,08 + 1,5 \times 0,03$ N_u = 0,153 MN soit ≈ 15,6 tonnes	Fig. 27 P : charge N_u b, traction, bielles, h, d, acier, actions du sol, B Schéma du mode de fonctionnement d'une semelle
Dimensions du poteau avec côté a < b a = 15 cm b = 30 cm	**Calcul des armatures**	
Charges permanentes : G = 0,08 MN Charges d'exploitation : Q_B = 0,03 MN	$A_y = \dfrac{N_u\ (B - b)}{8 . d . (f_e/\gamma_s)}$ et $A_x = \dfrac{N_u\ (A - a)}{8 . d . (f_e / \gamma_s)}$	
Détermination des dimensions de la semelle : A = 55 cm B = 105 cm H = 25 cm	$A_y = \dfrac{0.153\ (1,05 - 0,30) \times 10^4}{8 \times 0,20 \times 434,8} = 1,65$ cm² $A_x = \dfrac{0.153\ (0,55 - 0,15) \times 10^4}{8 \times 0,20 \times 434,8} = 0,88$ cm² **Pression sur le sol de fondation** Incidence du poids de la semelle :	
Armatures A_y = 1,65 cm² // au côté B A_x = 0,88 cm² // au côté A	p_sem = 1.35 x 1,05 x 0,55 x 0,25 x 25000 x10⁻⁶ p_sem = 0,00487 MN	
Contrainte sur le sol $Q_{sol} = \dfrac{(N_u + 1,35 \text{ p.p. semelle})}{\text{surface portante}}$	$q_{sol} = \dfrac{(0,153 + 0,00487)}{1,05 \times 0,55} = 0,273$ MPa	
Semelle isolée n° 3	**Détails semelle n° 3**	
Acier HA 500 et béton BPS C 25/30 Pression max. sur le sol : 0,3 MPa	**Valeur de la charge à l'état ultime** $N_u = 1,35 \times 0,15 + 1,5 \times 0,04$ N_u = 0,2625 MN soit ≈ 26,8 tonnes	Fig. 28 B, b, a, A Condition d'homothétie : $\dfrac{a}{b} = \dfrac{A}{B}$
Dimensions du poteau avec côté a = b a = 20 cm b = 20 cm	**Calcul des armatures pour les deux lits**	
Charges permanentes G = 0,15 MN Charges d'exploitation Q_B = 0,04 MN	$A_y = \dfrac{0.2625\ (1,00 - 0,20) \times 10^4}{8 \times 0,20 \times 434,8} = 3,02$ cm² $A_y = A_x$	
Détermination des dimensions de la semelle : A = 100 cm B = 100 cm H = 25 cm	Armatures par quadrillage de barres orthogonales en 2 lits superposés, de même section dans chaque sens et avec barres disposées à espacement constant.	Fig. 29 armature du poteau ancrage du poteau dans la semelle par des retours d'équerre armature de la semelle béton de propreté h, d Coupe transversale sur semelle et poteau
Armatures A_y = 3,02 cm² = A_x	**Contrainte sur le sol** La hauteur utile moyenne est : d = H – 0,05 cm	
Contrainte sur le sol $Q_{sol} = \dfrac{(N_u + 1,35 \text{ p.p. semelle})}{\text{surface portante}}$	Incidence du poids de la semelle p_sem = 0,00844 MN $q_{sol} = \dfrac{(0,2625 + 0,00844)}{1,00 \times 1,00} = 0,271$ MPa	

Hypothèses de l'étude

- Charges centrées sur la semelle
- Sol homogène argileux, humide et consistant
- Contrainte de calcul admise q_{sol} = 0,21 à 0,30 MPa
- Semelle à base carrée de côté A
- Poteau en béton armé de section carrée : a = 20 cm
- Hauteur du poteau : 2,70 m
- Semelle rigide avec $h \geq \frac{A - a + 5\text{ cm}}{4}$
- Homothétie des dimensions poteau et semelle
- Dimension de la semelle multiple de 5 cm
- Calcul par la méthode des bielles comprimées
- Fissuration jugée peu préjudiciable

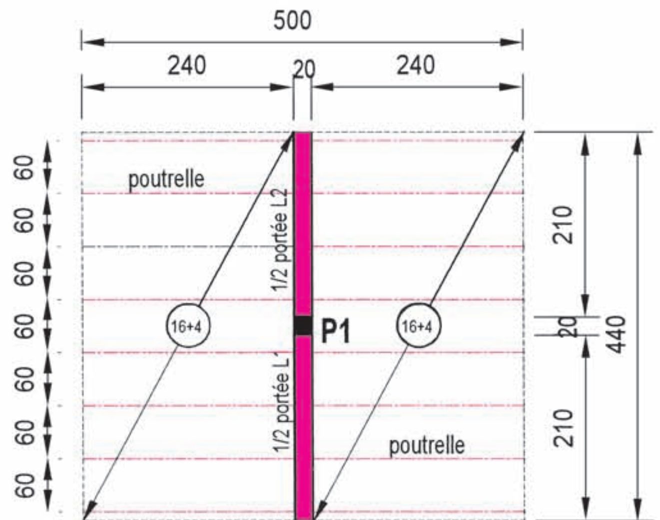


Fig. 30 : Vue de dessus du plancher, des poutres et des poutrelles

Données de base

Charges permanentes du plancher BA	300 daN/m²
Cloisons	150 daN/m²
Poids volumique du béton armé	2 500 daN/m³
Charges d'exploitation	150 daN/m²
Portées des poutrelles et des poutres (fig. 30)	

Matériaux

Béton		Acier	
f_{c28}	**25 MPa**	**f_e = 500 MPa**	**γ_s = 1,15**

Calcul de la semelle

► Descente de charges

Surface du plancher (fig. 31) : 5,00 x 4,40 = 22 m²

Charges permanentes	Détails des calculs	daN
Poids du plancher	22 x 300	6 600
Cloisons	22 x 150	3 300
Poutres en retombée	0,20 x 0,20 x 4,40 x 2 500	440
Poteau	0,20 x 0,20 x 2,70 x 2 500	270
Total pour G		10 610
Charges d'exploitation sur plancher Q_B	22 x 150	3 300

► Valeur de N_u agissant sur la semelle

L'effort normal à l'état ultime N_u correspond à :

$$N_u = 1{,}35\ G + 1{,}50\ Q_B$$

G : charges permanentes avec coef. de 1,35
Q_B : charges d'exploitation avec coef. de 1,50

1,35 x 10 610 + 1,50 x 3 300 = 14 324 + 4 950 = 19 274 daN

On prend : **N_u = 20 000 daN ou 0,20 MN par excès**

► Prédétermination sans tenir compte du poids de la semelle

- Surface portante (semelle carrée de côté A) :
  - A x A = charge/q_{sol} = 0,2 MN / 0,21 MPa = 0,952 m²
  - Côté de la semelle carrée : A = √ 0,952 = 0, 98 m
  - On retient **A = 1,00 m**
- Hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{100 - 20}{4} + 5 \Rightarrow h = 25\text{ cm au moins}$$

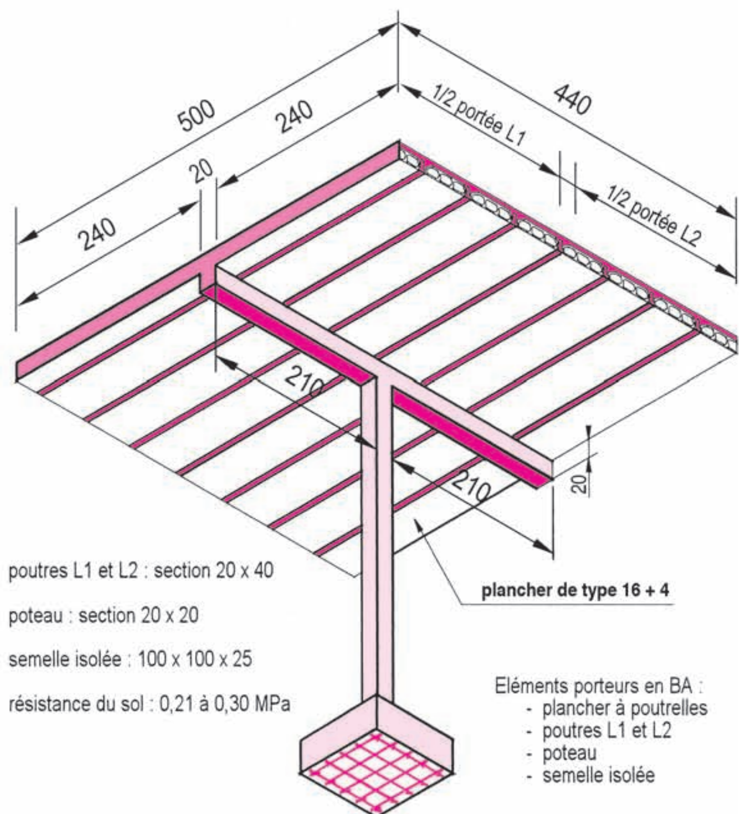


Fig. 31 : Vue de dessous

► Contrôle

La contrainte admise sur le sol n'est pas dépassée avec le poids de la semelle :

$$q = \frac{N_u + 1{,}35 \text{ x poids de semelle}}{\text{surface portante}} = 0{,}208\text{ MPa} < 0{,}3\text{ MPa max.}$$

► Détermination de l'armature

N_u = 0,20 MN et f_e / γ_s = 434,8 MPa
A = 1,00 m ; a = 0,20 m ; d = 0,20 m

- Nappe inférieure avec la formule des bielles :

$$A_s = \frac{0{,}20}{8} \frac{(1{,}00 - 0{,}20)}{0{,}20} \cdot \frac{10^4}{434{,}8} = 2{,}30\text{ cm²}$$

- **Nappe croisée supérieure** : même section $A_x = A_y$
- **Choix de 5 HA 8 totalisant 2,51 cm²**

Par évaluation simplifiée, on a aussi :

$$A_s = \frac{N_u}{2} \text{ x. } \frac{1}{434{,}8} \text{ x } 10^4 = 2{,}30\text{ cm²} \qquad A_s = \frac{N_u \cdot (A - a)}{8\,d \cdot (f_e / \gamma_s)}$$

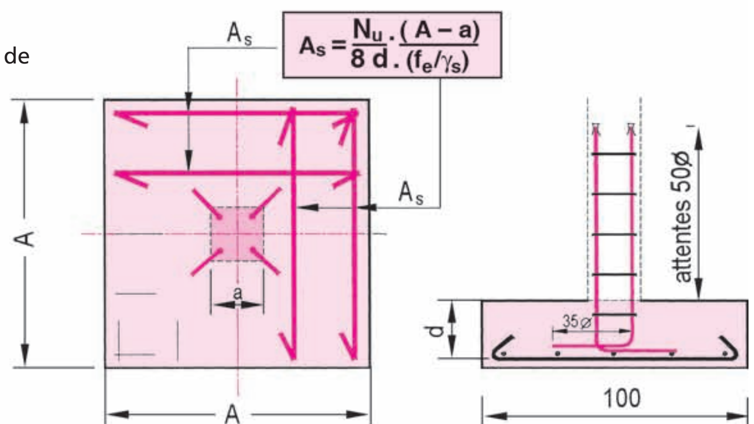


Fig. 32 : Vue en plan **Fig. 33 :** Jonction poteau-semelle

13. Exemple de solution d'armatures de pavillon

Plan de repérage

Fig. 34 : Plan schématique des semelles continues et isolées et du repérage des armatures (fig. 37 à 42)

Hypothèses forfaitaires à vérifier par l'entreprise avant le terrassement des fondations :
- bon sol homogène et peu compressible ;
- contrainte admise sur le sol ≥ 0,15 MPa ;
- profondeur hors gel suivant localisation de la construction avec minimum 0,60 à 0,80 m par rapport au terrain naturel (TN) et selon carte de gel ;
- en cas de terrain avec argiles gonflantes et risques de sécheresse, la profondeur est à valider après étude du sol ;
- ancrage dans le bon sol de 0,30 à 0,40 m au minimum.

Légende
Semelles filantes S 35 (45 x 25ht) – recouvrements longitudinaux 50 cm – liaisons d'angles par 2 EQ8/50
Attentes AC : 2 AT 10/80 par CV AT1 : PA 45/10-10 (20 x 20)
Semelles isolées SC 75 (85 x 85 x 25h)
Semelles mitoyennes ELS 35-15 (45 x 50h)

doc. : Standarm

Semelles isolées sous poteaux (semelles carrées SC)

Section Fig. 35	Désignation Réf. A	Section Béton B x B x H cm	Charges admissibles Pser (daN) aux E.L.S. – Contraintes admissibles du sol (daN/cm²) aux E.L.S. : 1	1,5	2
	SC 55	65 x 65 x 20	4230	6340	7100
	SC 75	85 x 85 x 25	7230	10840	11800
	SC 95	105 x 105 x 30	11030	16540	18100
	SC 115	125 x 125 x 35	15630	23440	28000
	SC 135	145 x 145 x 40	21030	31540	32400

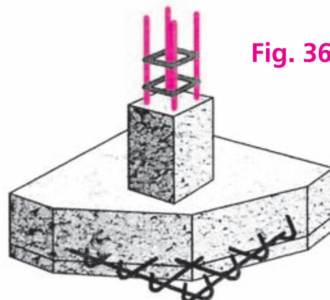


Fig. 36

Fondations	
Aff.	Dossier : X
Entreprise	Nom : Tél. :
Dist.	……km
Plan	n° 1
Dess.	B.P.
Date	15/04/2006

Désignation, type et choix des armatures préfabriquées en fonction du chantier

Semelles	Type	Pression admise sur le sol	Charge P_{ser} Charge $P_u \approx 1{,}4\ P_{ser}$	Armatures
continues	S 35	0,15 MPa ou 1,5 daN/cm²	P_{ser} = 6 750 daN/ml ou 0,006 7 MN $P_u \approx$ 9 450 daN ou 0,094 5 MN	• 3 HA 8 filants • Épingles HA 6 • Espacements : s_t = 33cm
isolées	SC 75	0,15 MPa ou 1,5 daN/cm²	P_{ser} = 10 840 daN ou 0,108 4 MN $P_u \approx$ 15 176 daN ou 0,151 8 MN	• 5 HA 7 dans les deux sens
L'étude des armatures et les dessins d'exécution sont effectués par le bureau d'études, souvent après étude du sol.				

14. Dessins d'exécution des semelles

Fondations semelles filantes / VS

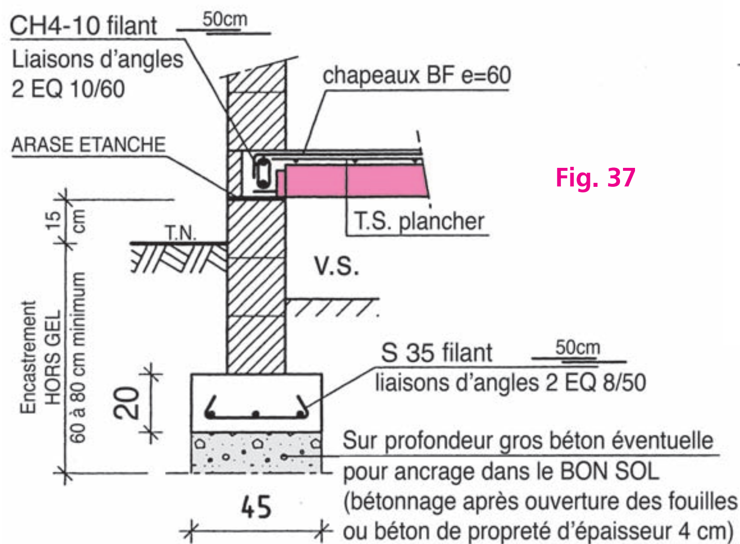


Fig. 37

Liaisons d'angle fondations Semelles type S

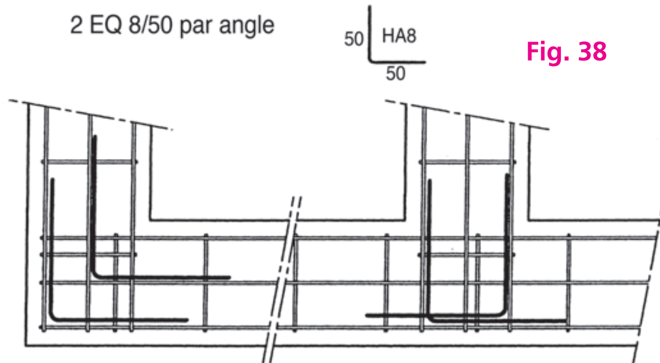


Fig. 38

Semelles Plates S
Sols homogènes peu compressibles,
Absence de risque de tassements différentiels.

Section	Désignation Réf. L	Section Béton B x H cm	Ø ① mm	Contraintes admissibles Pser (daN/ml) aux E. L. S.		
				Contraintes admissibles du sol (daN/cm²) aux E. L. S.		
				1	1,5	2
	S 35	45 x 20	3 Ø 8*	4500	6750	6770
	S 35R	45 x 20	3 Ø 10	4500	6750	9590

PA / Poteaux attentes Vide sanitaire ou terre-plein

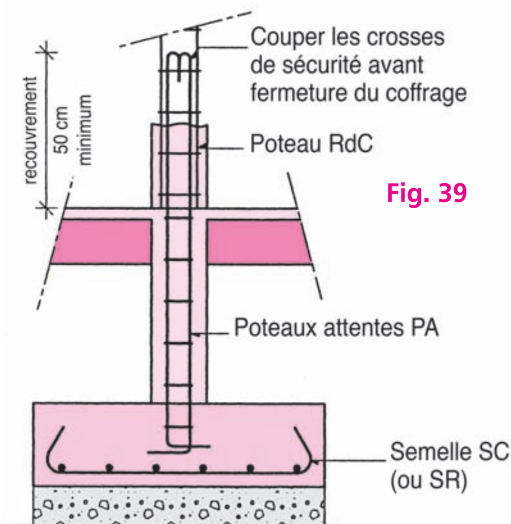


Fig. 39

AC / Attentes CV en fondations (AT 10/80)

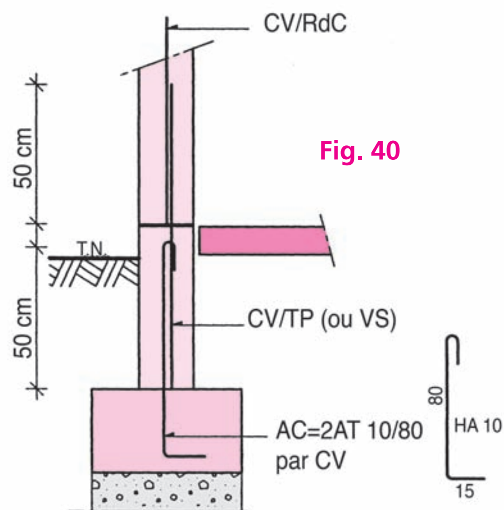


Fig. 40

Coupe A-A / Fondations mitoyennes

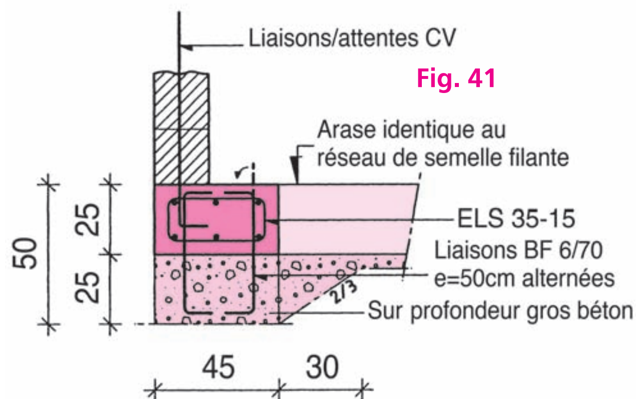


Fig. 41

Coupes

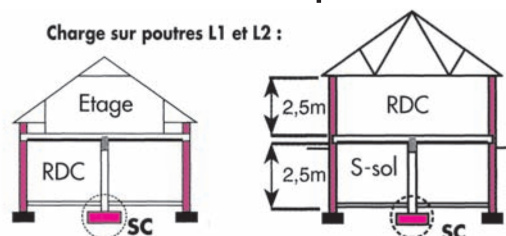


Fig. 42 : Coupes

TITRE : COUPES FONDATIONS	PLAN : n° 2
AFF : DOSSIER	n° :
ENT :	DESS : B. P.
DIST :	DATE : 15/14/06

doc. : STANDARM

15. Pavillon avec étage en partie médiane

Avant-projet pour étude de la structure porteuse

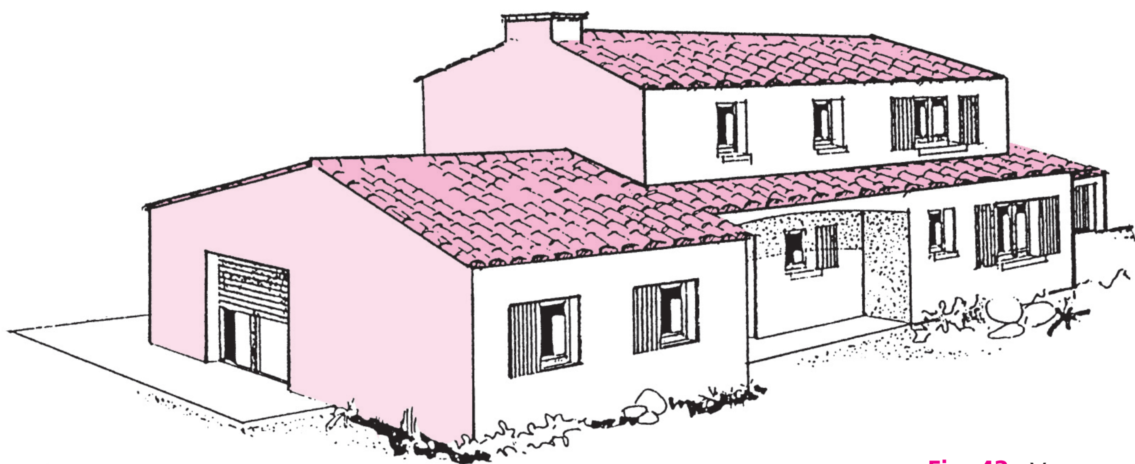


Fig. 43 : Vue en perspective

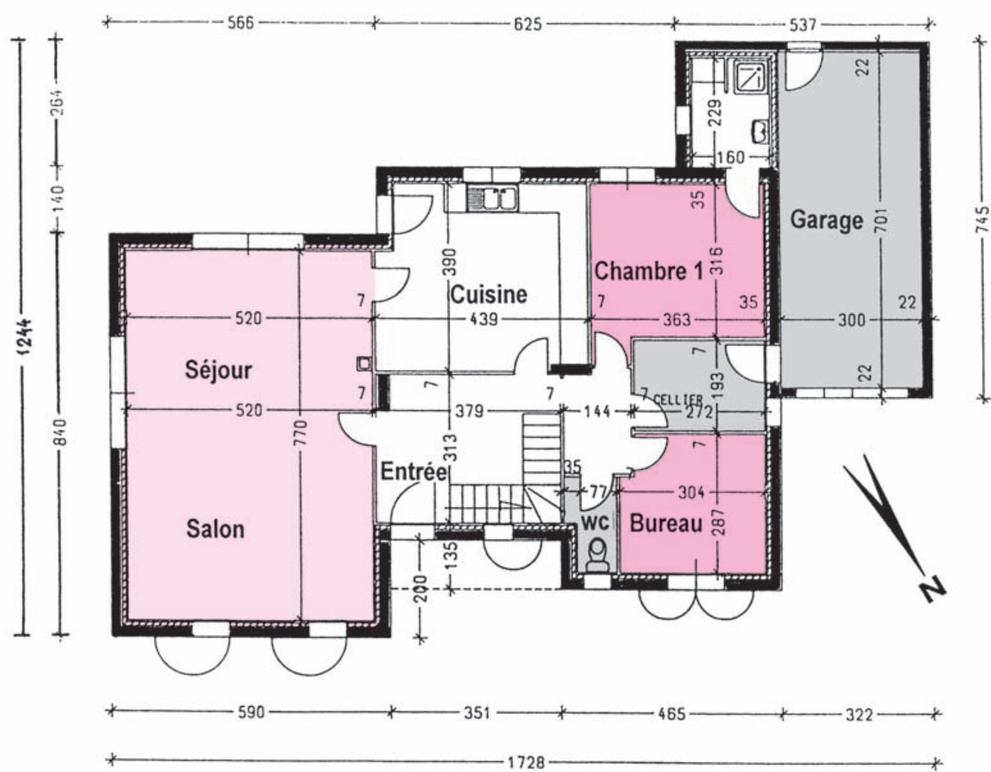


Fig. 44 : Plan du rez-de-chaussée

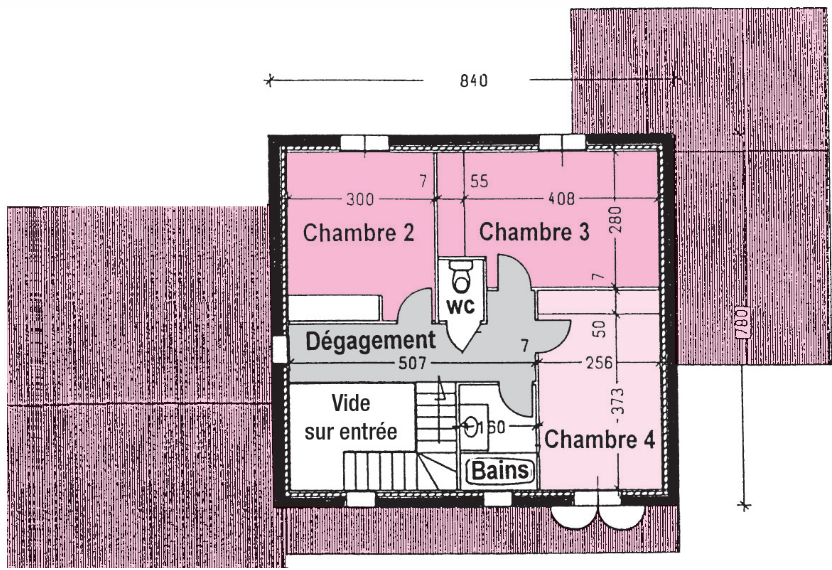


Fig. 45 : Plan de l'étage

Surfaces	
Rez-de-chaussée	
Séjour	40,04 m²
Cuisine	16,44 m²
Cellier	5,25 m²
Entrée	11,64 m²
Dégagement	3,14 m²
W.-C.	1,91 m²
Bains	3,66 m²
Chambre n° 1	11,97 m²
Bureau	8,43 m²
	102, 48 m²
Étage	
Palier	6,92 m²
W.-C.	1,20 m²
Bains	3,57 m²
Chambre n° 2	10,46 m²
Chambre n° 3	12,30 m²
Chambre n° 4	10,82 m²
	45,27 m²
Total	**147,75 m²**

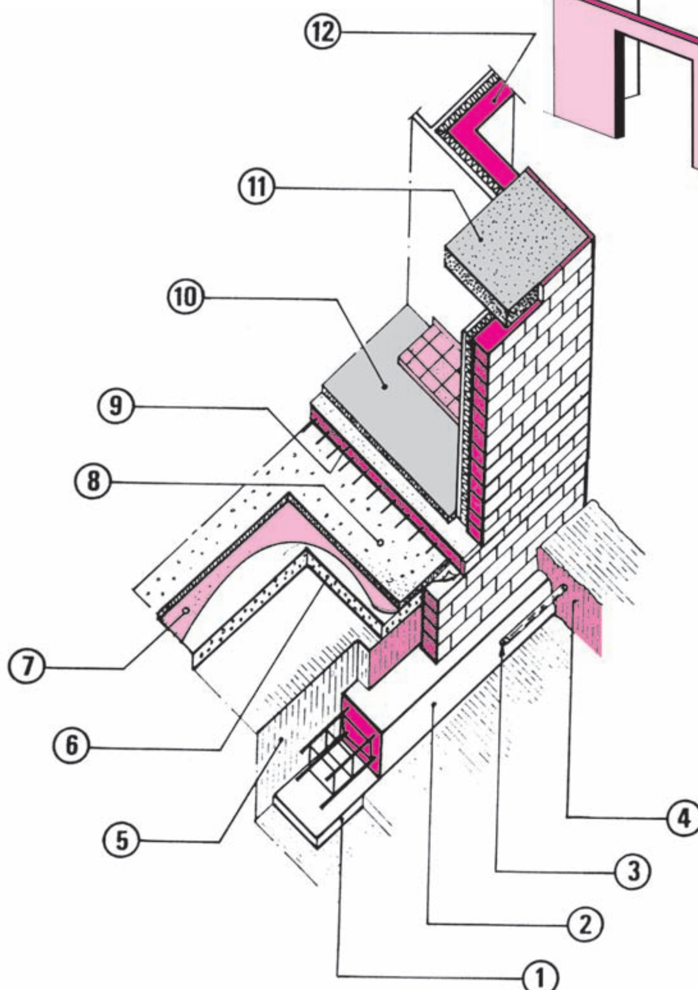
doc. : Logis du Marais Poitevin

Fondations par semelles

Elles sont continues et de type renforcé sous les murs périphériques des façades et isolées sous les poteaux en béton armé porteurs des poutres du plancher haut du rez-de-chaussée.

P1
P2

Fig. 46 : Vue des murs et poteaux du rez-de-chaussée



1. Béton de propreté
2. Semelle de fondation
3. Drainage
4. Terrain naturel
5. Rigole de fondation
6. Forme compactée
7. Film d'étanchéité
8. Isolant polystyrène
9. Dalle en béton armé
10. Chape sous carrelage
11. Plancher haut
12. Mur en blocs de béton

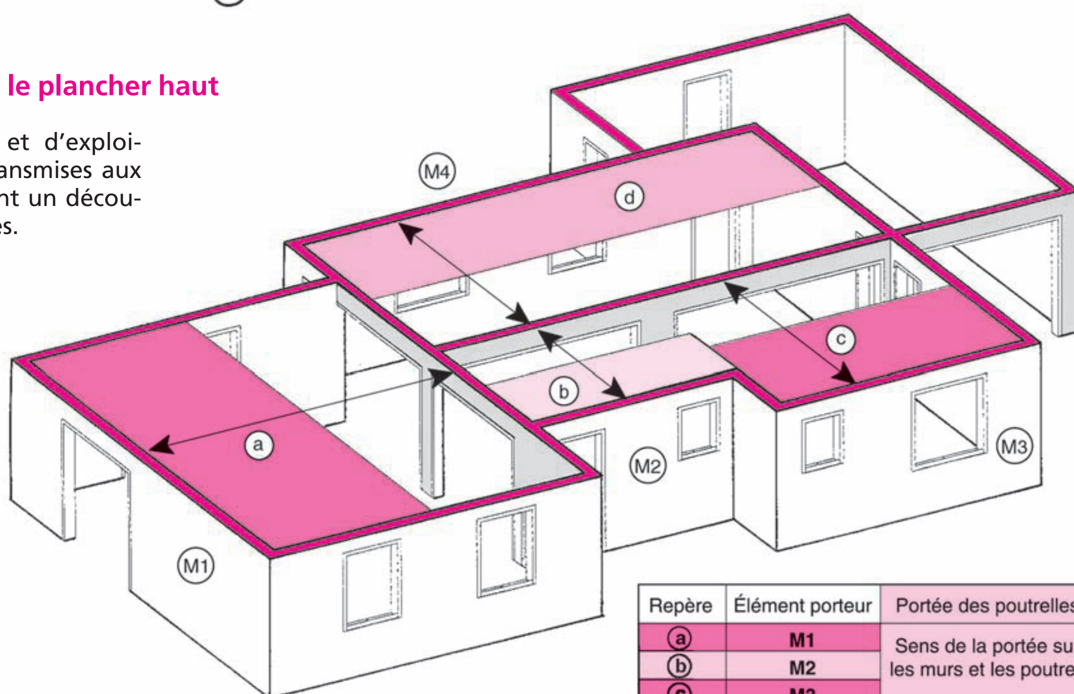
Fig. 47 : Schéma perspectif des ouvrages avec le soubassement porteur de la dalle épaisse du plancher bas

Charges transmises par le plancher haut

Les charges permanentes et d'exploitation du plancher sont transmises aux murs ou aux poutres suivant un découpage de la surface par zones.

Ces données contribuent à établir la descente de charges en considérant le sens de la portée des poutrelles (fig. 48). Elles servent à déterminer les sections de béton et d'armatures des semelles.

(cf. fig. 8 pour le plancher bas)



Repère	Élément porteur	Portée des poutrelles
a	M1	Sens de la portée sur les murs et les poutres ↔
b	M2	
c	M3	
d	M4	

Fig. 48 : Zones de découpage du plancher appuyé sur les m et les poutres

Exemple : dalle pleine en béton armé appuyée sur des murs

On considère une bande de plancher
- **largeur : 1 m**
- **portée L**

soumise à des charges uniformes

Nature des charges uniformément réparties :
- **charge permanente « g » par mètre**
- **charge d'exploitation « q » par mètre**

100

14

100

L

mur de soubassement

portée entre appuis

semelle continue

Poids volumique du béton armé : 2500 daN/m³
Exemple de charge permanente « g » par m² :
- dalle portée d'épaisseur 14 cm en BA,
- charge " g " par m² : 2500 daN x 0,14 m x 1 m² = 350 daN

Charge par mètre d'appui : 1,35 x g x (1/2 portée + ép. mur)

Fig. 49 : Exemple de dalle pleine

Combinaison fondamentale pour le calcul des charges appliquées sur le plancher :
G : charges permanentes
Qb : Charges d'exploitation

L'effort appliqué s'obtient avec l'unique combinaison :

1,35 G + 1,5 Qb

en tenant compte des coefficients de sécurité

Exemple pour une dalle BA appuyée sur deux murs :
- la portée entre appuis est de 4,00 m
- l'épaisseur de la dalle est de 14 cm
- g = 350 daN/m² et q = 150 daN/m²

Sur chaque appui, pour 1 m de longueur, on a :
G = 350 x (1/2 portée + ép mur) = 770 daN/m
Qb = 150 x 1/2 portée = 300 daN/m

Combinaison : (1,35 x 770) + (1,5 x 300) = 1490 daN/m

Cas d'un plancher appuyé sur deux murs

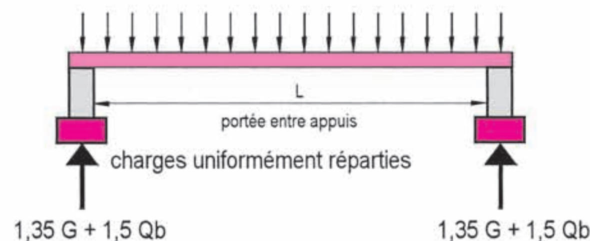


Fig. 50 : Cas de 2 appuis

Charge forfaitaire prise en compte pour les cloisons de distribution par m² de plancher :
- cloisons très légères de poids linéique < 100 daN/m --> 40daN/m²
- cloisons légères de poids linéique 100 à 250 daN/m --> 100daN/m²

Cas d'un plancher à deux travées*

Les réactions sont majorées de 15 % sur l'appui intermédiaire.

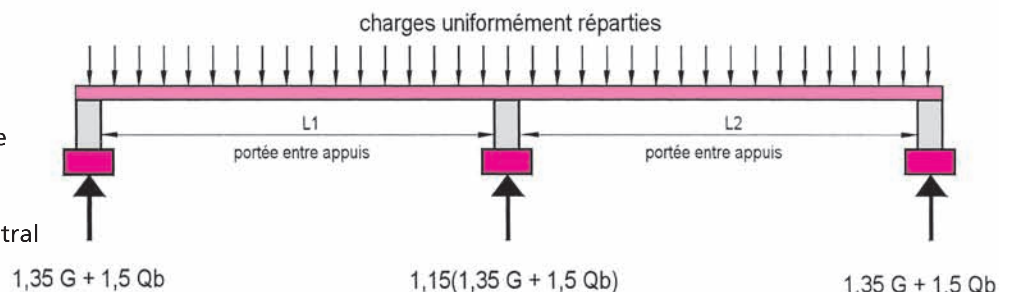


Fig. 51 : Charges sur appui central

Cas d'un plancher comportant trois travées*

Les réactions sont majorées de 10 % sur les appuis intermédiaires.

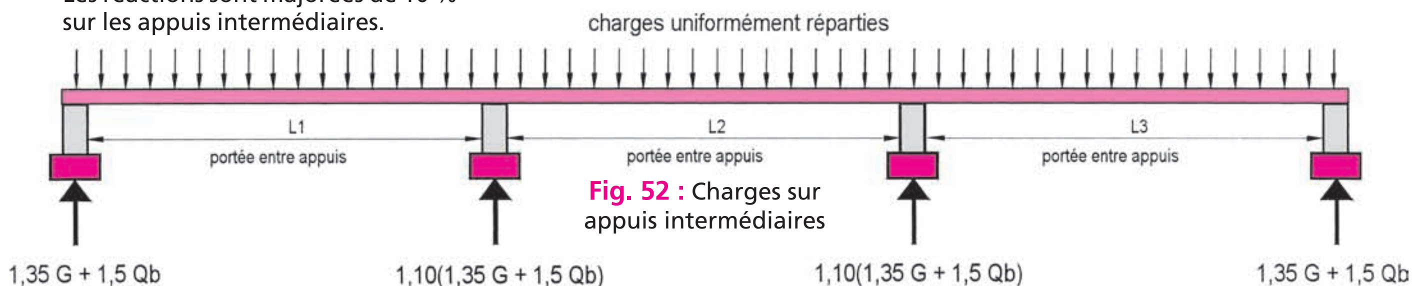


Fig. 52 : Charges sur appuis intermédiaires

*** Transmission des charges** : on admet la discontinuité des travées en majorant les réactions correspondant à des travées indépendantes.

*** Portées successives** : rapport compris entre 0,8 et 1,25 et avec mêmes moments d'inertie dans les sections des travées en continuité.

17. Exemples de structures avec semelles filantes

rupteur thermique en PSE
dalle BA
entrevous PSE
détail du plancher
e
h
e1
Plancher sur vide sanitaire
– entrevous en PSE, à languette
– rupteur en rive et en about
chaînage vertical
chaînage horizontal
OV
poutre BA
poutrelle
chaînage vertical ancré dans la semelle BA
entrevous isolant à languette
poutre BA
chaînage vertical
OV
hauteur de passage sous poutre
hauteur du VS
orifice de ventilation (OV)
Soubassement en blocs creux
OV
semelles filantes

Fig. 53 : Plancher bas à 2 travées sur vide sanitaire

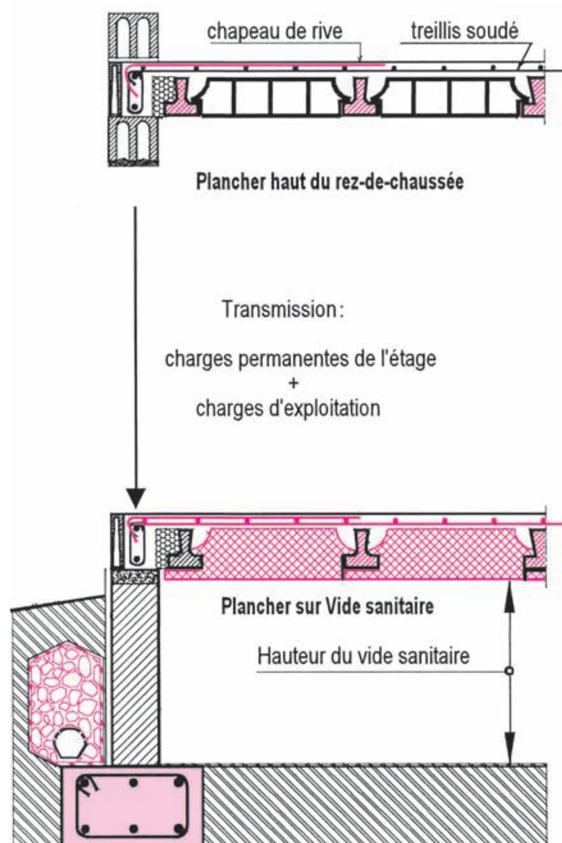


Fig. 54 : Mur de façade non porteur des planchers

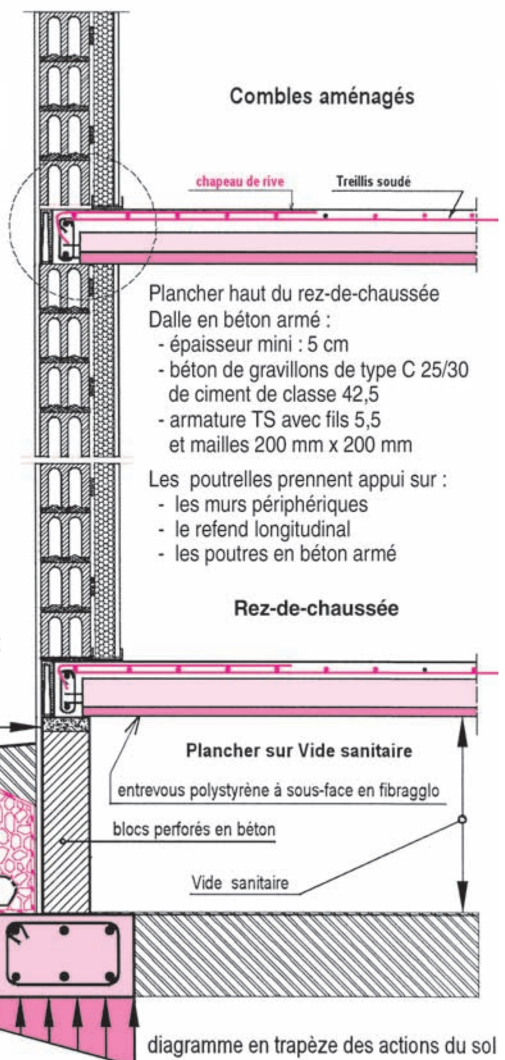
Mur de façade :

Enduit extérieur monocouche
Blocs creux de béton
Doublage isolant en pose collée

Fig. 55 : Coupe sur mur de façade porteur de planchers

Assainissement en pied de mur
- drain perforé avec cunette
- gravillons et pierres cassées enrobés d'un non tissé filtrant

arase étanche



Maison avec étage

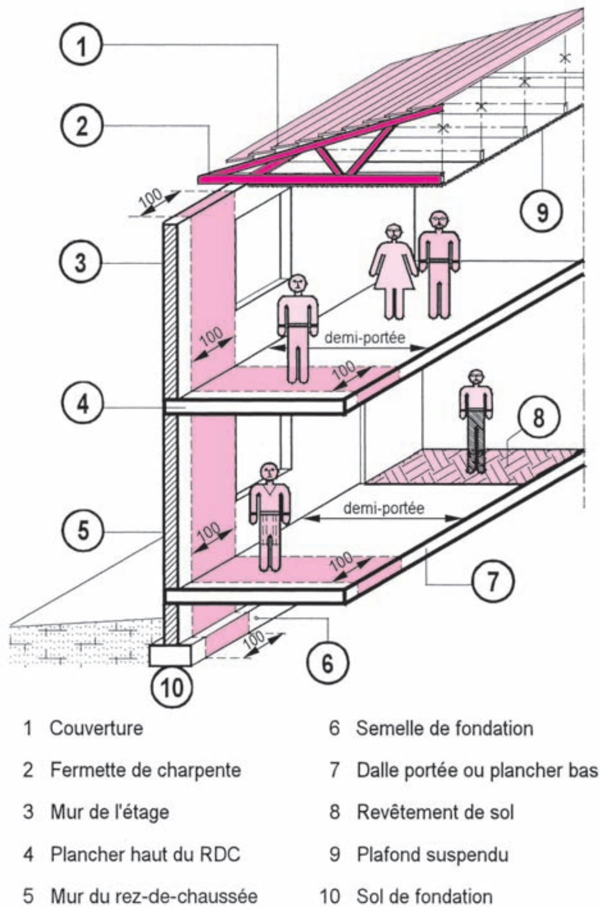


Fig. 56 : Charges verticales sur une semelle de rive

Dalles portées ou en indépendance

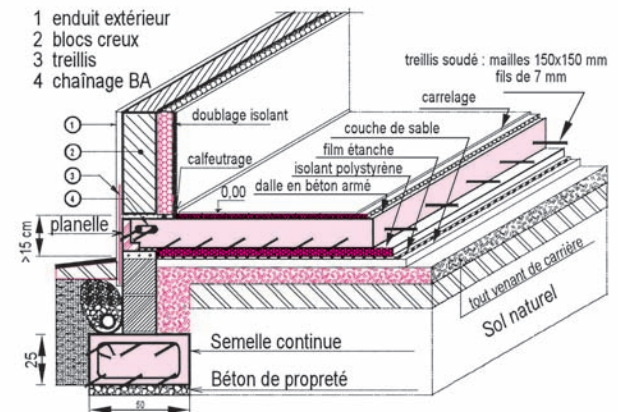


Fig. 58 : Semelle, soubassement et dalle en béton armé

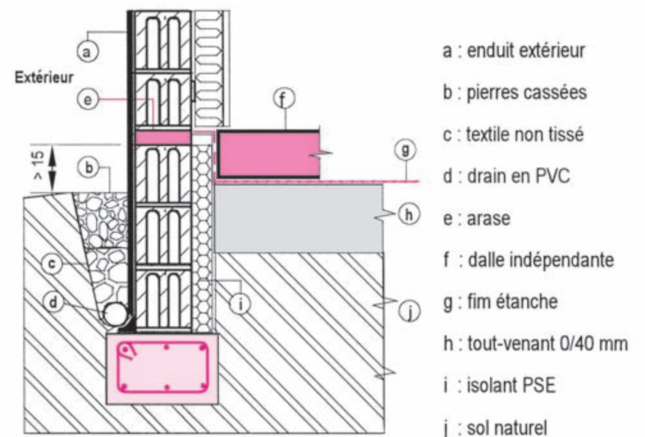


Fig. 59 : Dalle en béton armé indépendante du mur de rive

Cas d'un mur pignon

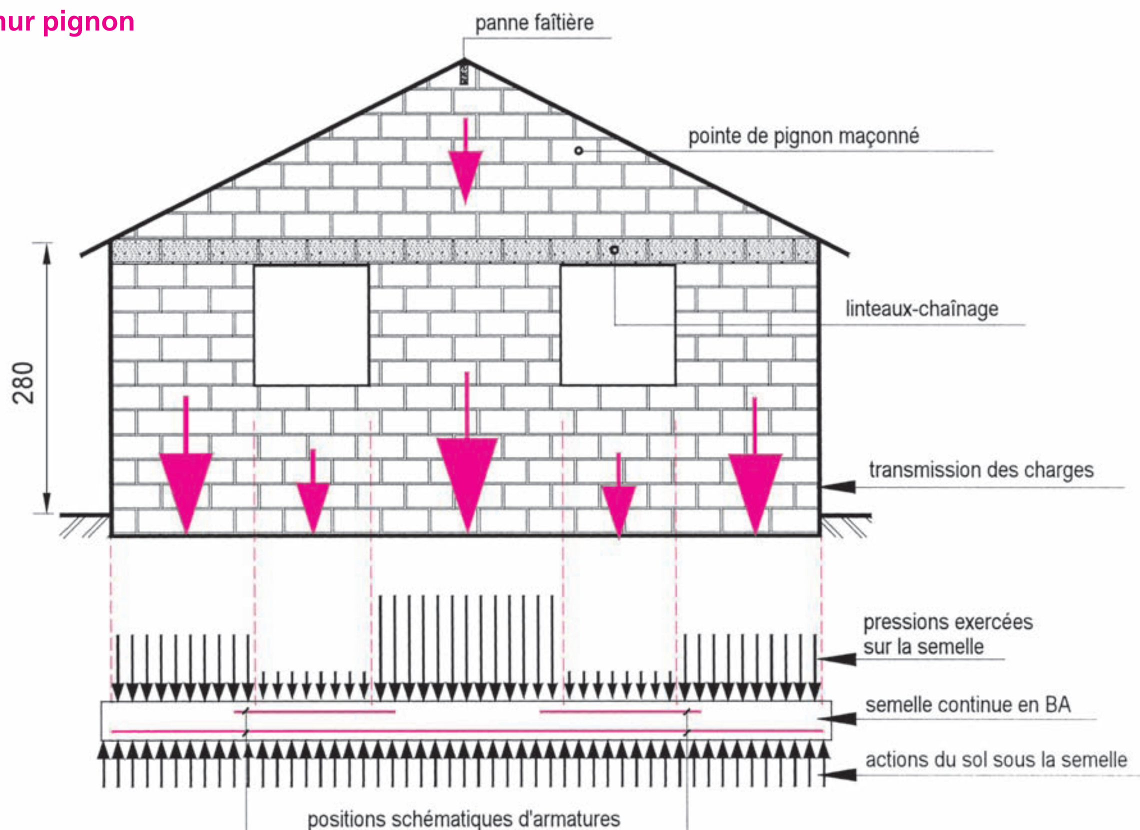


Fig. 57 : Préconisation : effectuer une semelle continue renforcée par aciers supérieurs et inférieurs pour obtenir la rigidité longitudinale de la fondation

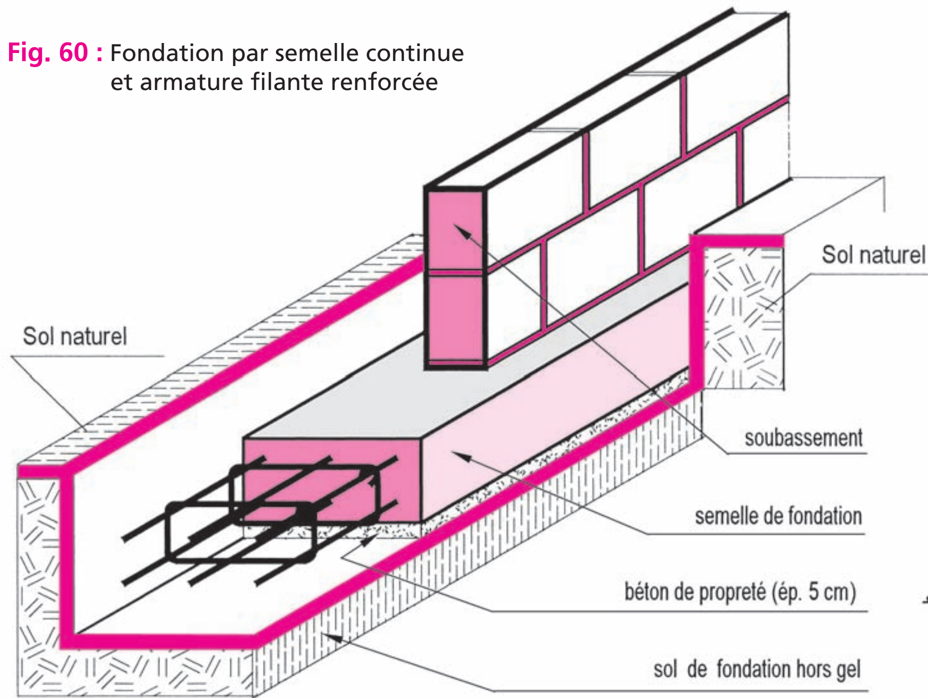
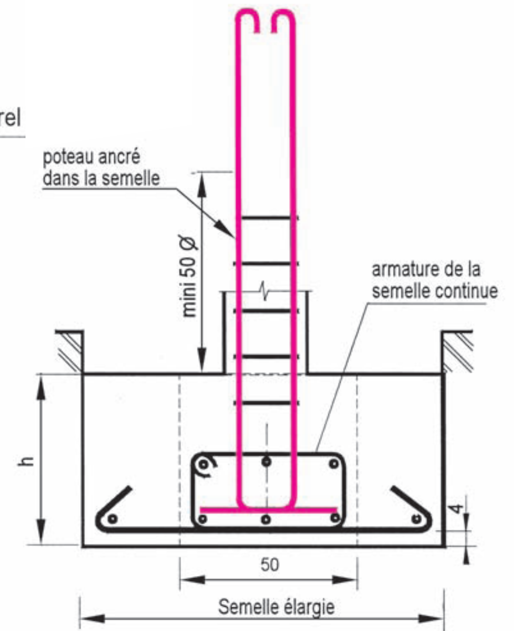


Fig. 60 : Fondation par semelle continue et armature filante renforcée



Schémas d'armatures de semelles filantes en fonction du sol et des charges (fig. 61 à 66)

Fig. 61 : Semelle continue en béton armé élargie au droit du poteau

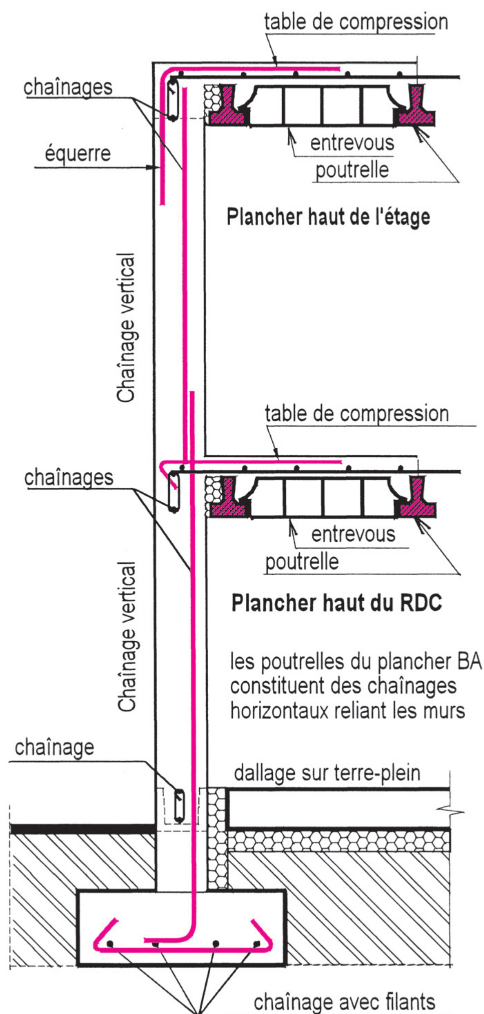


Fig. 62 : Chaînage vertical ancré dans la semelle

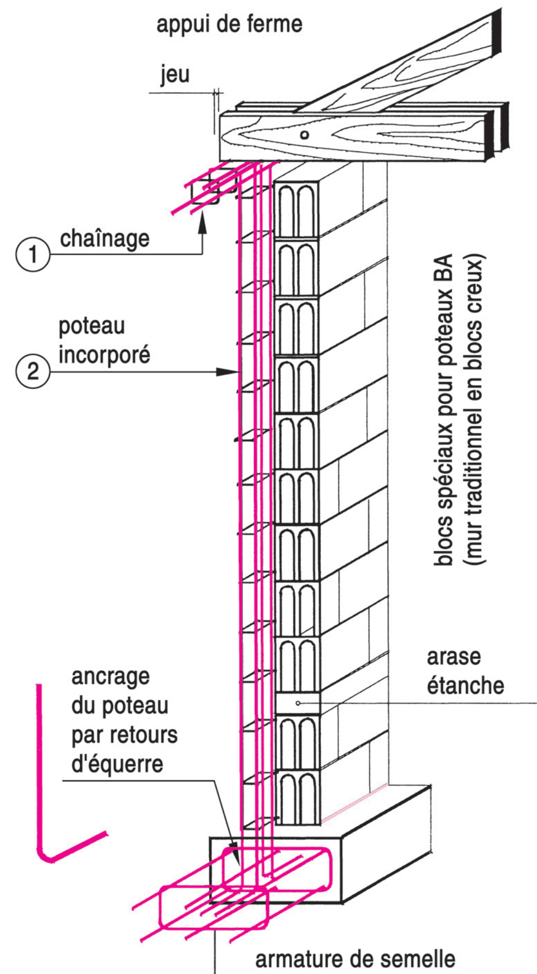


Fig. 63 : Ancrage d'un poteau dans la semelle

Chapitre 8

Réalisation des fondations par semelles et plots intermédiaires

Conditions préalables

Les fondations ont pour objet d'assurer l'équilibre statique de la maison qui se traduit par des conditions de non-tassement, non-poinçonnement, non-glissement.

La stabilité des murs et des planchers s'obtient par des armatures de liaisons horizontales et verticales prévues depuis les fondations par des chaînages en béton armé.

La capacité portante dépend de la nature du sol et de sa résistance aux charges afin de limiter les déformations et d'assurer la pérennité des ouvrages.

La majeure partie des terrains à bâtir est constituée par des roches sédimentaires à base d'argile, de marne, de schiste, etc. avec présence ou non d'eau d'infiltration.

Les risques de construction entraînant des désordres sont à prendre en compte :

– présence de points durs ou de poches d'argile molle sous les fondations ;
– risque de gel en cas d'insuffisance de profondeur ;
– incidence de la sécheresse surtout en terrain argileux ou à proximité d'arbres de grande taille ;
– nuisances par des vibrations du sol dues à la circulation d'engins ;
– sol avec argiles gonflantes sensibles à l'eau ;
– risques sismiques suivant les zones ;
– constructions voisines existantes ou à bâtir en contrebas.

Dans le cas des fondations superficielles par des semelles ou des plots, le constructeur détermine le terrassement à effectuer après connaissance des caractéristiques du sol.

Il tient compte de l'implantation en surface et de la profondeur de l'assise (essais effectués ou sondages sur place à l'aide d'une pelle mécanique, d'un pénétromètre ou de prélèvements d'échantillons).

Désignation des fouilles

On distingue :

- **les fouilles en rigoles** suivant l'implantation des murs extérieurs et de refend ;
- **les tranchées** pour atteindre le bon sol à une profondeur supérieure à 1 m pour une largeur courante de fouille de 0,50 à 0,60 m ;
- **les plots de fondation** servant de supports intérieurs intermédiaires pour une dalle ou un plancher ;
- **les fouilles en excavation** pour de grands volumes de terre à dégager, par exemple en cas de réalisation de sous-sol ;
- **les puits de fondation** pour atteindre le bon sol à une profondeur > 2 m, surmontés de longrines destinées à porter les murs.

La technique des semelles filantes s'applique aux terrains d'une contrainte admise minimale de 0,10 MPa, mais il est souhaitable d'obtenir 0,15 MPa avec une assise plus profonde.

Il est recommandé d'encaisser suffisamment la fondation afin :

- **d'ancrer la semelle dans le bon sol** à l'abri du gel de l'assise pour les murs extérieurs ;
- **de limiter les fluctuations de la teneur en eau,** surtout en été en période d'assèchement responsable de tassement.

Une profondeur minimale de 1 m favorise la réduction des risques dus à la sécheresse (1,50 m recommandé).

Il s'agit de sauvegarder, en terrain argileux sensible à la dessiccation et au retrait, la consistance du sol pour éviter l'affaissement du squelette solide démuni d'eau entre les grains.

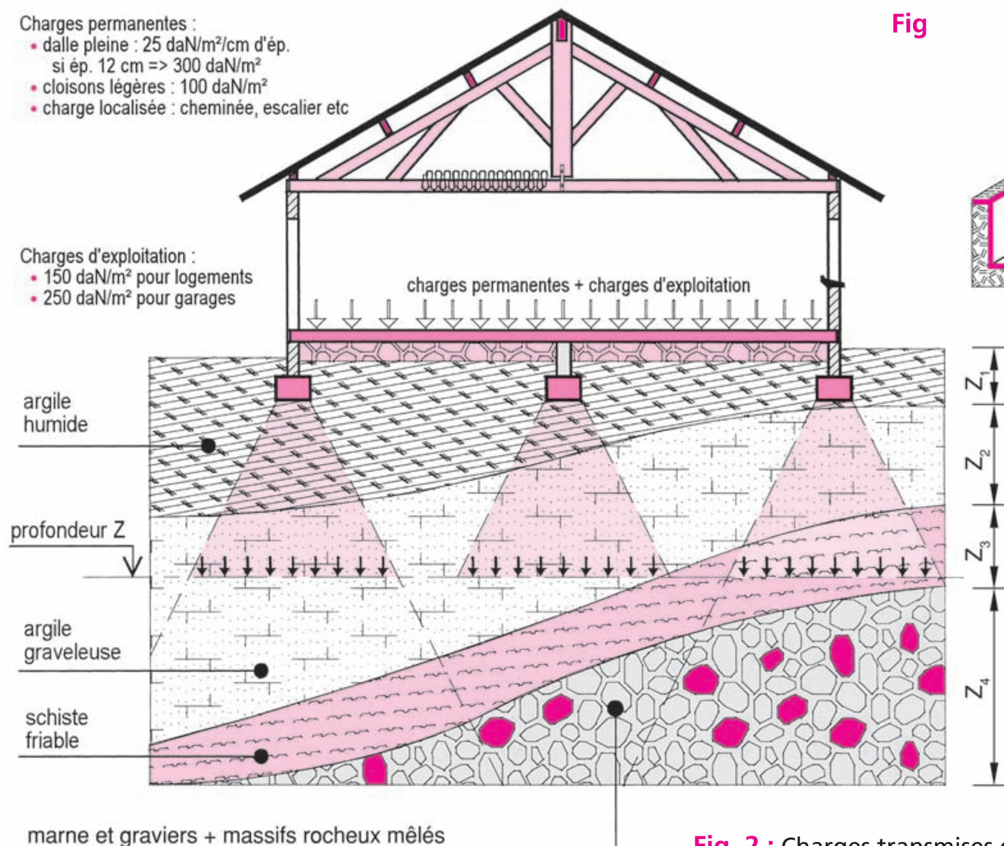


Fig. 2 : Charges transmises dans le sol

① Rigole
l < 2,00 m
h < 1,00 m

② Tranchée
l < 2,00 m
h > 1,00 m

④ Excavation
l > 2,00 m
h < largeur/2

fouille en rigole
plot
③
TN
TN
Terrassement des fondations

Dimensions des plots
50 x 100 x profondeur
60 x 120 x profondeur
(profondeur en général < 2m)

0 0,5 1 2 3 4 Bm
(largeur)
Fondations superficielles
1
2
3
4
Fondations profondes
Dm (hauteur)

Ø
profondeur >2m
⑤ puits
Ø 60 à 100 cm

① terrassement en rigoles ①
① en rigole ③ par plot ①
④ excavation Sous-sol
② ② en tranchée
④ Vide sanitaire
① excavation + rigoles ①
longrine
longrine
longrine
⑤ puits

Fig. 3 : Schémas de visualisation - rigoles, tranchées, plots, excavation, puits

charge (1,35 G + 1,5 Q)
B

À une profondeur égale à 3 fois la largeur "B" de la semelle, la pression sur le sol est au moins 5 fois plus faible

Fig. 4 et 5 : Bulbes et pressions

charge (1,35 G + 1,5 Q)
B
α
0.60 B
0.30 2B
0.20 3B

Répartition des pressions dans le terrain sous une semelle filante de largeur B et aperçu des bulbes d'égale pression

2. Semelles filantes pour sols homogènes peu compressibles

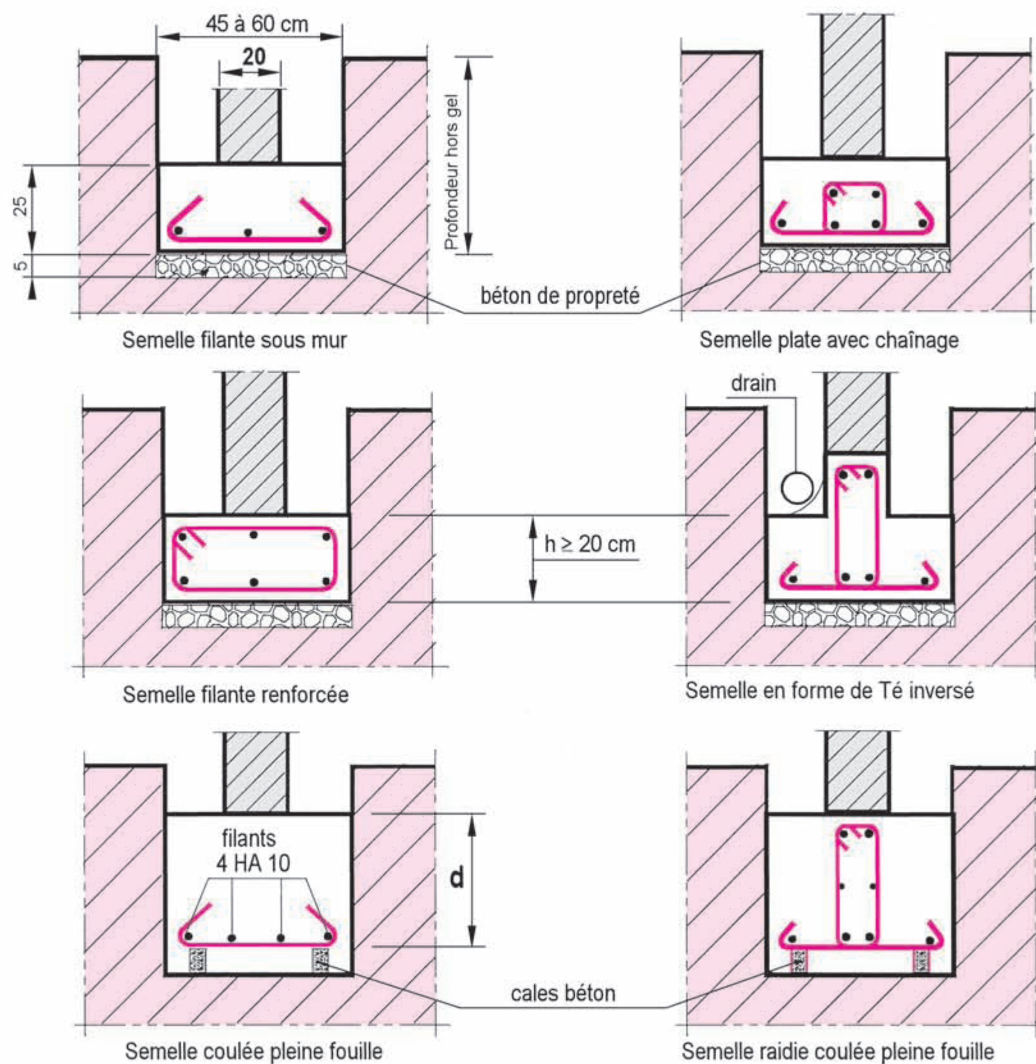


Fig. 6 à 11

Liaisons par recouvrements

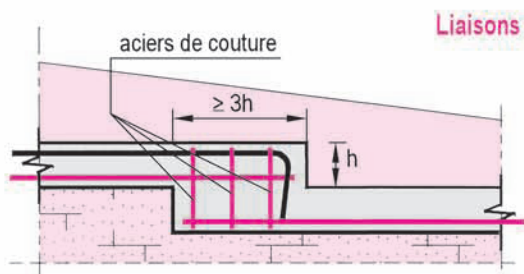


Fig. 12 : Terrain en pente et semelles en redans

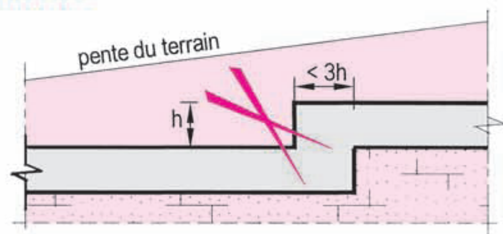


Fig. 13 : Chevauchement trop faible $L_r < 3h$

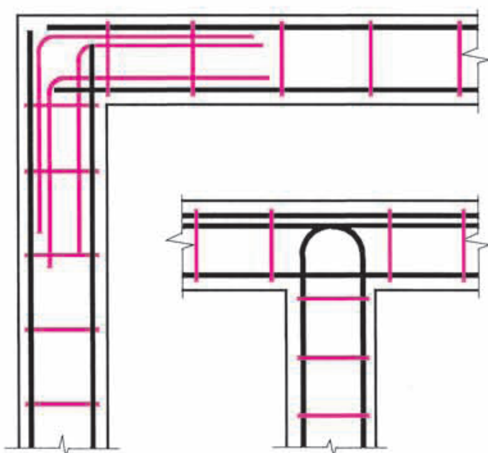


Fig. 14 : Liaison aux angles par équerres

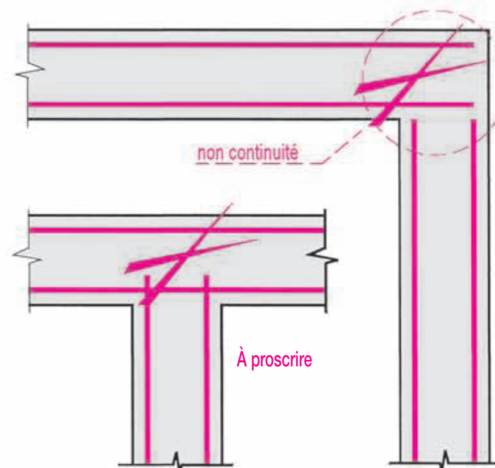


Fig. 15 : Non-conformité de mise en œuvre

Liaisons entre les fondations et la structure

► **Les armatures des chaînages verticaux ou des poteaux**

Elles doivent être descendues jusqu'en face inférieure des fondations et ancrées totalement au-dessous de l'axe horizontal le plus bas.

> **Les ancrages ponctuels des structures** doivent avoir une section minimale A_s en acier HA de nuance 500 :
> – Zone 1A : A_s = 2 cm² ⇒ 4 HA 8
> – Zone 1B : A_s = 3 cm² ⇒ 4 HA 10
> – Zone 2 : A_s = 4,5 cm² ⇒ 4 HA 12
> (cf. p. 14 : Armatures préfabriquées pour travaux courants)

Les chaînages verticaux intermédiaires en partie courante des murs de façade ou de refend sont implantés avec un espacement maximal de 5 m.

L'implantation des chaînages verticaux fait l'objet d'un plan de repérage en bureau d'études, et elle est définie sur le carnet ou sur les plans de détails des éléments repérés par lettres et numéros (cf. chap. 7, p. 102, fig. 34).

► **Les armatures filantes des semelles**

Elles constituent des chaînages horizontaux au niveau bas.
Les semelles doivent former un réseau maillé et, autant que possible, continu. Ce réseau est fermé par des recouvrements et des liaisons aux angles et aux jonctions de murs de façade ou de refend.

Les sections minimales des filants ont les valeurs suivantes :

Zone	Nombre	Diamètre (mm)	Acier	Nuance
1A	6	8	HA	Fe E 500
1B	6	10	HA	Fe E 500
Zone 2	6	12	HA	Fe E 500

Les armatures transversales sont souvent constituées par des cadres d'un diamètre de 5 ou 6 mm et leur espacement est inférieur ou égal à la hauteur des semelles, sans dépasser 25 cm.

> Comme signalé, par principe de précaution les entreprises préconisent les sections d'aciers de la zone 1A dans la zone 0, de risque sismique négligeable.

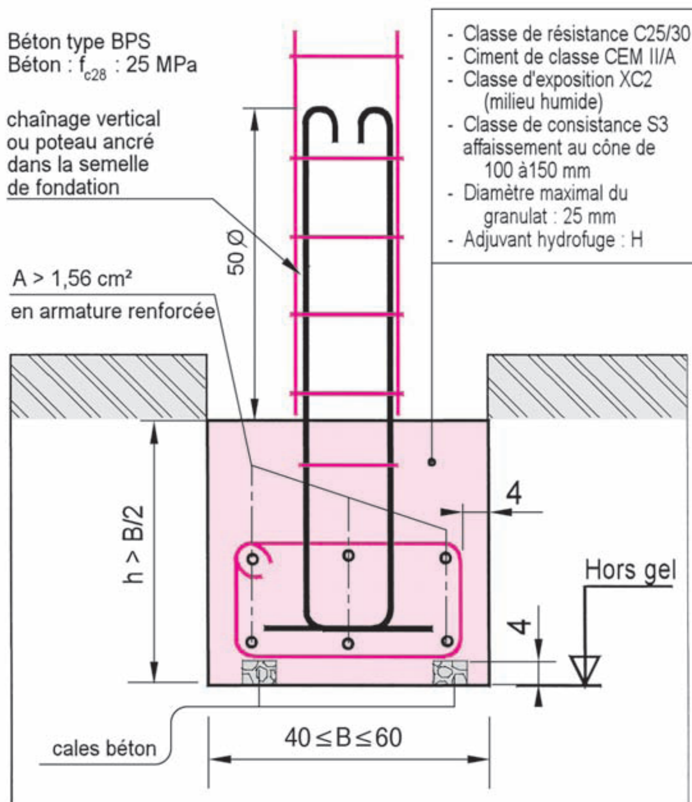


Fig. 16 : Semelle continue en béton armé coulée pleine fouille

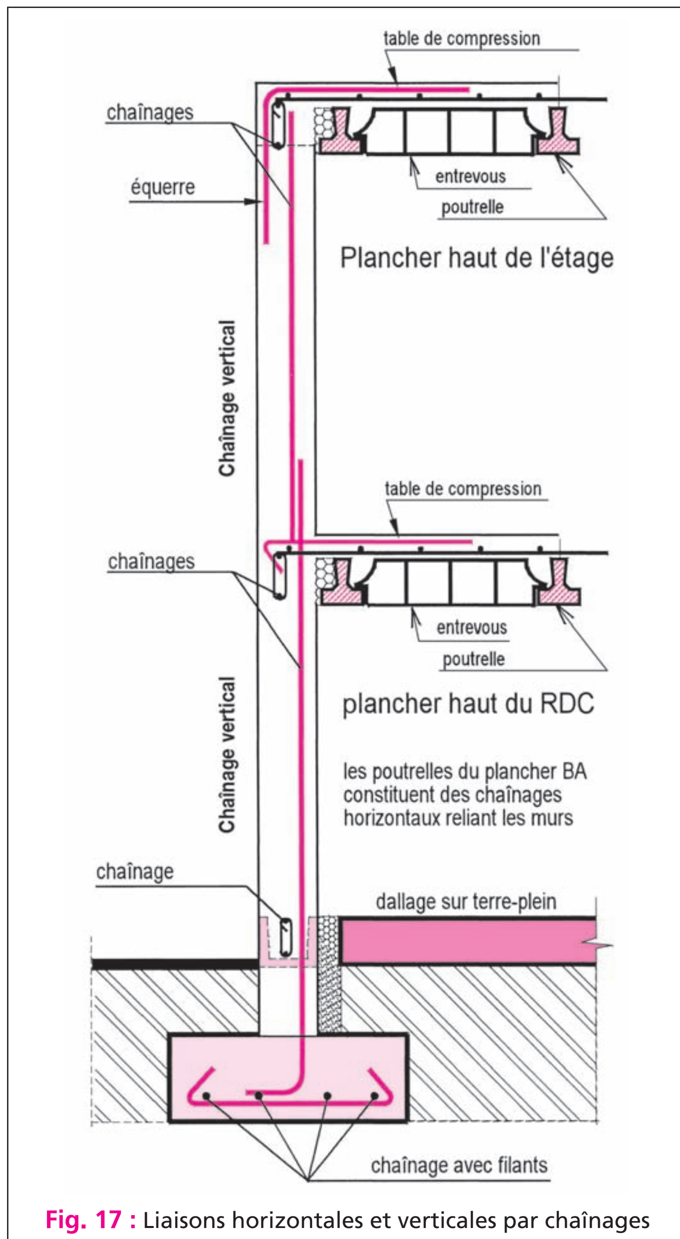


Fig. 17 : Liaisons horizontales et verticales par chaînages

Mise en œuvre sur chantier

Béton à propriétés spécifiées	Type BPS C25/30
Section minimale d'aciers filants	A_s = 1,6 cm²
Enrobage des aciers	4 cm min.
Liaison aux angles sortants et rentrants et aux murs de façade/refend **Équerres utilisées :** – acier HA avec diamètre suivant la zone sismique – retour d'équerre ≥ 50 cm par angle et par lit d'armatures	• 3 équerres en angle sortant ou rentrant • équerres de type EQ 8/50 à la liaison mur de façade/refend

► **Tâches prévues**

- **Le fond de fouille** est décapé de tout sol remanié par les griffes de l'engin de terrassement.
- **Le conducteur de terre** est disposé en fond de fouille avant coulage du béton.
- **Des piquets repères** sont enfoncés pour obtenir lors du coulage le nivellement supérieur de la semelle bétonnée.
- **Une membrane anticontaminante,** type Termifilm, peut si besoin être placée en film enveloppe de la semelle pour constituer une barrière aux termites (le termicide utilisé est le perméthrine). C'est un film polyéthylène de couleur verte (anti-UV), d'une épaisseur de 150 microns, en largeur de 3 m, repliée 1,50 m, et de longueur 80 m. Il se pose comme un film antihumidité classique, avant coulage du béton.

4. Technique de construction d'un plancher bas sur terre-plein

Exemple :
Désignation : ST 25 C
Mailles : 150 mm x 150 mm
Diamètre des fils longitudinaux : 7 mm
Diamètre des fils transversaux : 7 mm

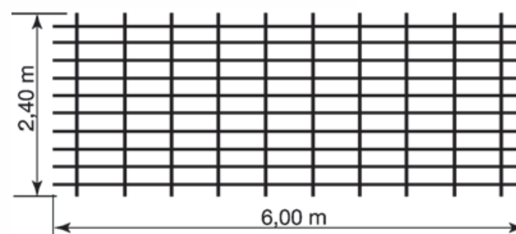


Fig. 18 : Panneau de treilles soudés de structure

(1) Mur de soubassement

(2) Terre-plein en tout-venant 0/40 mm

(3) Film anti-capillarité en polyane d'ép. 200 microns

(4) Plots ou puits de fondation

(5) Panneaux en polystyrène expansé d'ép. 50 mm ou 60 mm et de dimensions 1,20 m x 2,50 m

(6) Armatures de renforts du dallage
– exemple : 6 HA 12 filants

(7) Treillis soudés de la dalle en béton armé

(8) Planelles scellées à la périphérie de la dalle
– dimensions en cm (ép. x h x L) : 5 x 12 x 50

(9) Dalle en béton armé de 12 cm d'ép.
– béton de type BPS C25/30
– résistance en compression du béton : 25 MPa

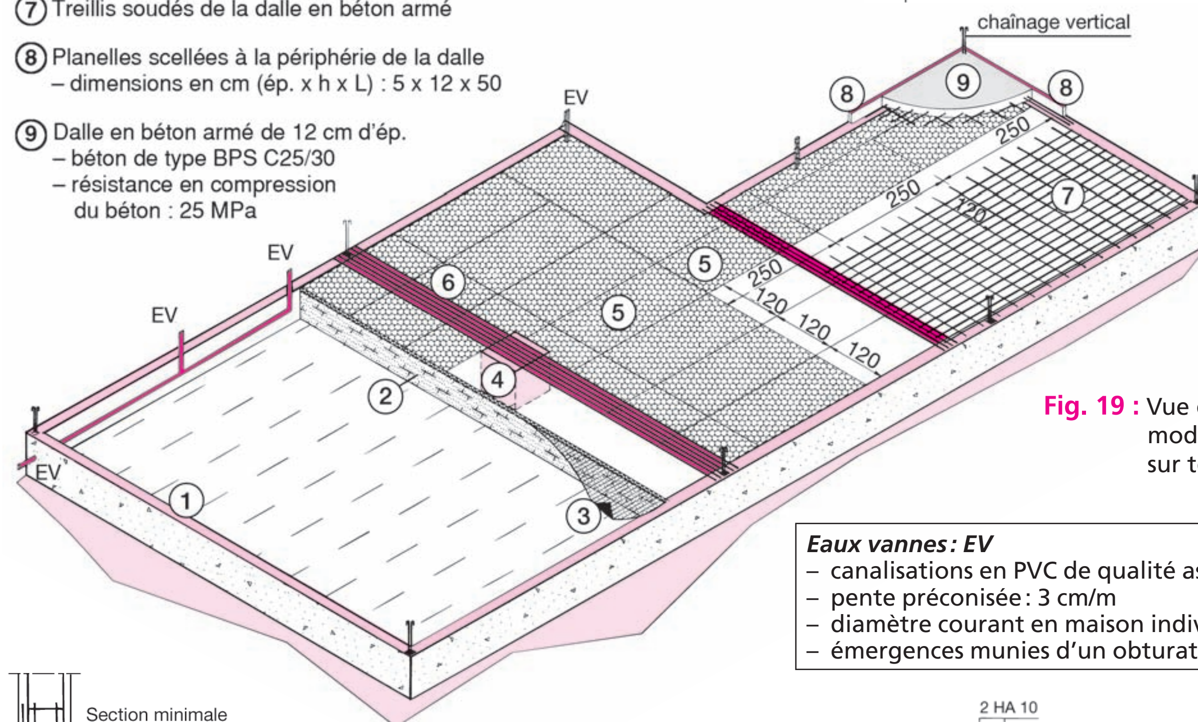


Fig. 19 : Vue d'ensemble du mode de réalisation sur terre-plein

Eaux vannes : EV
- canalisations en PVC de qualité assainissement
- pente préconisée : 3 cm/m
- diamètre courant en maison individuelle : 100 mm
- émergences munies d'un obturateur provisoire

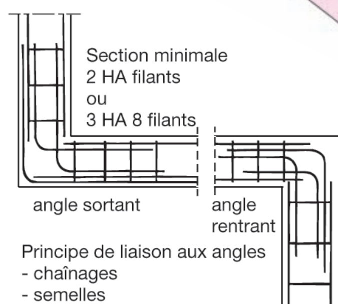
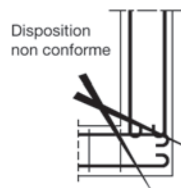


Fig. 20 : Continuité de l'armature par des équerres pour les jonctions aux angles de murs et à l'intersection façade – refend



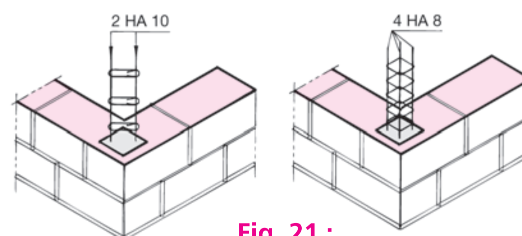


Fig. 21 : Chaînages verticaux d'angle rentrant ou sortant

(1) sol naturel
(2) chaînage
(3) plot maçonné
(4) bloc U
(5) dalle BA
(6) treillis soudé
(7) polystyrène
(8) fil étanche
(9) couche de sable
(10) tout-venant
(11) sol décapé

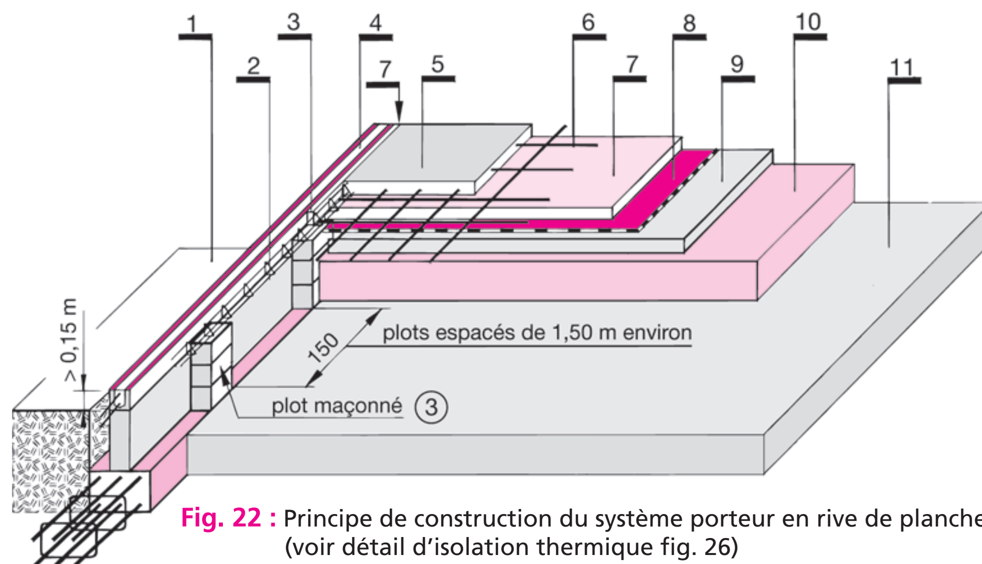


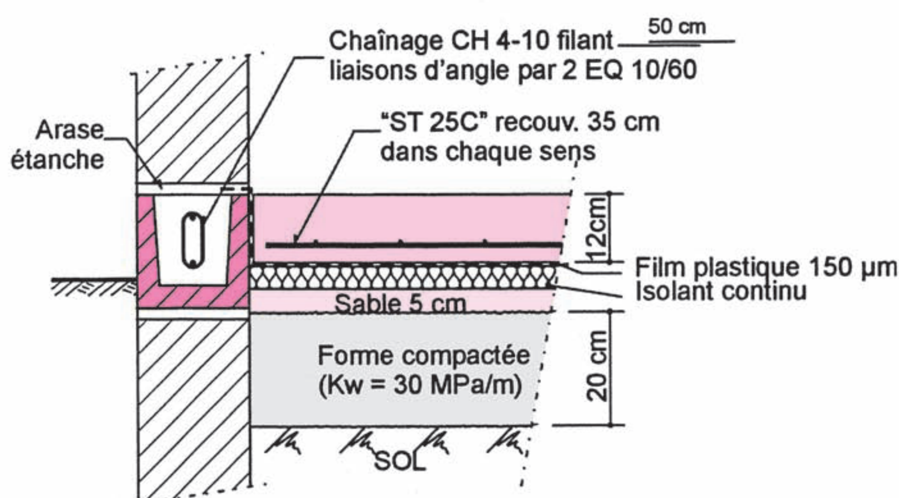
Fig. 22 : Principe de construction du système porteur en rive de plancher (voir détail d'isolation thermique fig. 26)

5. Prescriptions d'armatures des dallages de maison individuelle

En partie courante, le dallage comporte une seule nappe de treillis soudé, posée sur cales afin d'assurer un enrobage correct et représentant :

Armatures = 0,2 % de la section du dallage.

Exemple :
Pour un dallage d'épaisseur minimale de 12 cm
A = 0,2 % x 100 x 12
= 2,4 cm²/ml
Soit 1 nappe TS « ST25C » : ∅7-7/150-150 (2,57 cm²/ml)
ou variante 2 nappes « ST10 »



Les rives des dallages solidaires devront comporter en plus, des « U » ∅8 HA e = 15 cm en renforcement des rives.

Dallage solidaire

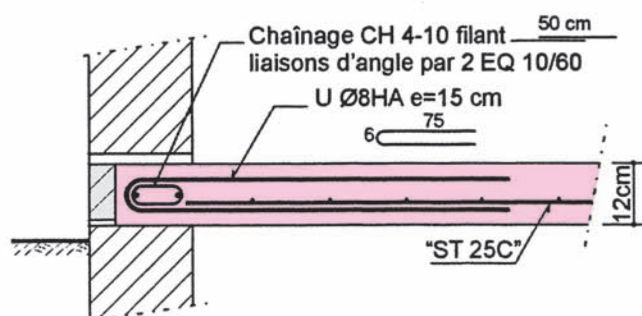


Fig. 24 : Variante renforts « U » en rive

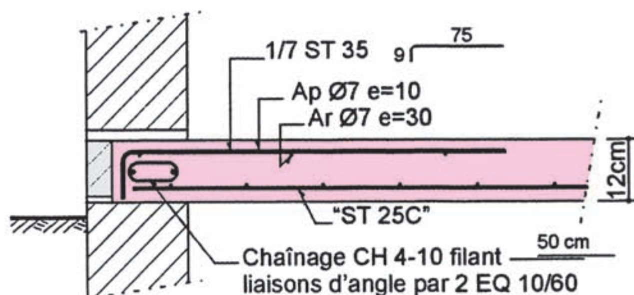


Fig. 25 : Variante renforts « TS » en rive

Les dallages solidaires sur terre-plein reçoivent à leur partie supérieure une dalle flottante d'épaisseur 5 à 6 cm sur isolant PSETh d'épaisseur 60mm au moins.

Procédé : fondations par semelles qui servent d'appui à des plots ou chandelles périphériques espacés de 1,50 à 2,00 m. Les chandelles sont constituées par des blocs perforés en béton plus résistants en compression que les blocs creux classiques.

Intérêt : coupure thermique en nez de dallage et sur la hauteur du mur de soubassement à la périphérie de la construction. Cette solution est conforme au confort d'été de la réglementation thermique, sans disposition d'isolant en polystyrène en horizontal, car elle permet de bénéficier de l'inertie thermique du sol surtout en été.

► **Fondations par semelles filantes à simple nappe d'armatures**

Détail de la semelle	
Section du béton	55 x 25
Filants	4 HA 8
Recouvrement	50 cm pour continuité
Épingles	HA 6 tous les 25 cm

Semelles filantes plates ou renforcées	
Type béton	Type BPS C25/30
Section minimale	Filants : As = 1,6 cm²
Enrobage aciers	4 cm mini.
Liaison aux angles : sortants rentrants façade/refend	2 équerres au moins par angle et par lit d'armatures : HA 8 et retour 50 cm

► **Fondations par semelles filantes à double nappe d'armatures**

Détail de la semelle	
Section du béton	45 x 25
Filants	6 HA 8
Recouvrement	50 cm pour continuité
Épingles	HA 6 tous les 25 cm

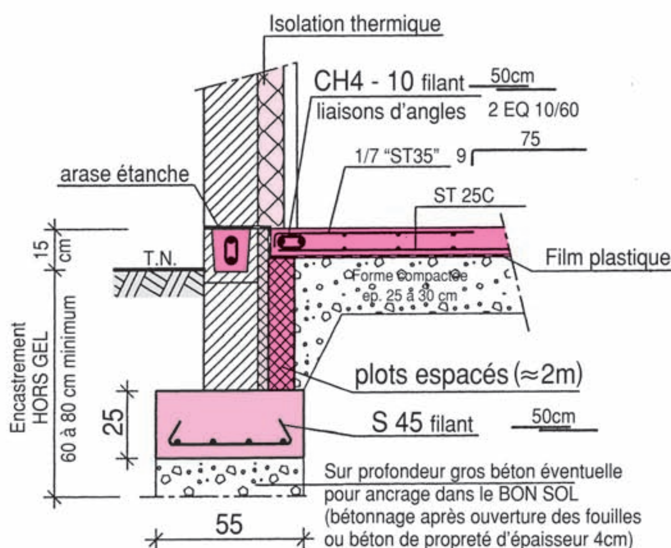


Fig. 26 : Semelle filante plate (1 nappe)

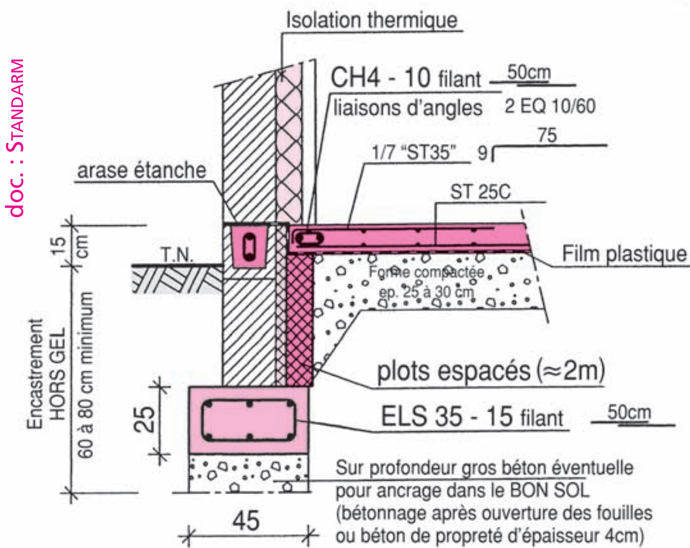


Fig. 27 : Semelle filante renforcée (2 nappes)

► **Protection contre l'humidité**

ⓐ **enduit extérieur** descendu jusqu'au niveau du dessus de la fondation

ⓑ **matériaux perméables** avec drain d'évacuation

ⓒ **enveloppe en textile** non tissé pour éviter le colmatage du draînage par les boues

ⓓ **drain en PVC** avec fond en cunette et perforations orientées vers le haut

ⓔ **arase étanche** d'ép. 5 cm en mortier hydrofugé

Une différence de niveau d'au moins 15 cm est prescrite entre le sol extérieur et le dessus de la dalle

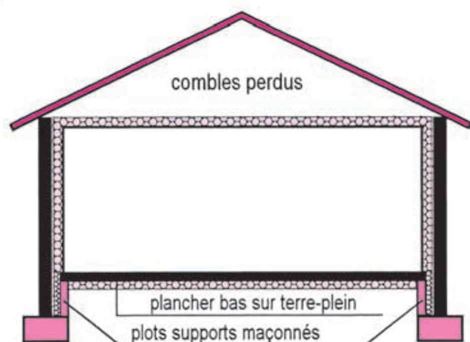


Fig. 28 : Schéma de principe du système porteur avec enveloppe d'isolation thermique

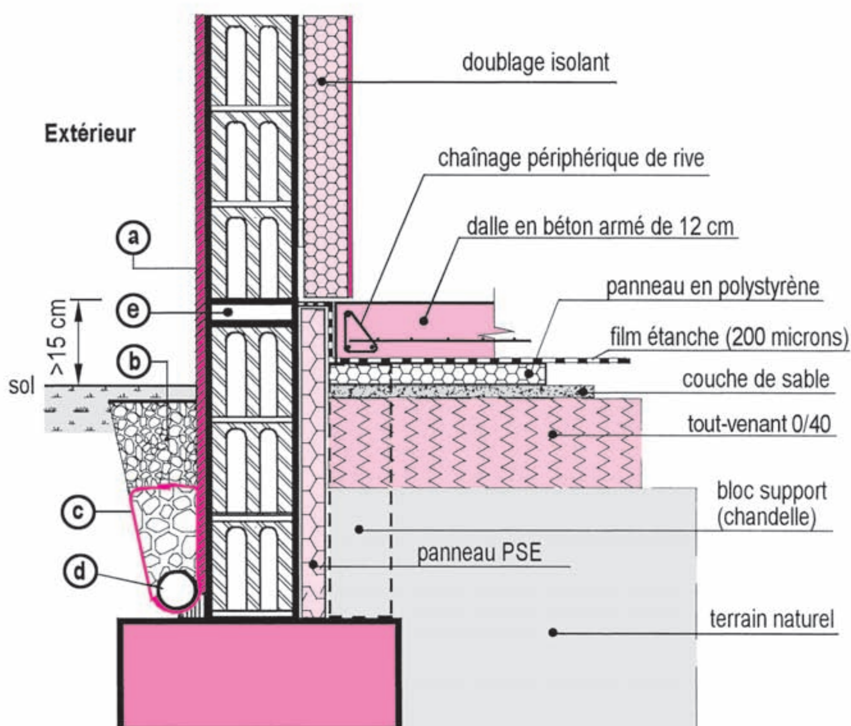


Fig. 29 : Pied de fondation et protection du mur enterré

7. Circuit de mise à la terre en maison individuelle

• **Mode opératoire**
Il consiste à dérouler un câble de cuivre nu de section 25 mm² en fond de fouille avec les extrémités du câble raccordées à une barrette de coupure.

• **Conditions d'efficacité de la terre**
La résistance de la prise de terre doit être au plus égale à 100 ohms.
Si le terrain ne le permet pas, il est nécessaire d'utiliser un dispositif à courant différentiel résiduel $I_{\Delta n}$ plus faible du disjoncteur de branchement.

Sensibilité du disjoncteur (milliampère mA)	Résistance maximale de la terre (ohm Ω)
500 mA	100 Ω
300 mA	167 Ω
100 mA	500 Ω

Afin de déterminer la résistance maximale de la terre pour assurer la sécurité, on fixe 2 critères :
- **la tension limite** admissible sur une masse en défaut, par exemple U_l = 50 volts ;
- **la valeur du courant de fuite** qui s'établit en cas de défaut à la terre. Cette valeur est limitée par la sensibilité du différentiel.

Exemple

On se fixe U_l max = 50 volts sur les masses en défaut et le disjoncteur indique une sensibilité de 500 mA.
La résistance maximale de la terre R_t ne doit pas dépasser :

$$R_t \leq \frac{50 \text{ volts}}{0{,}500 \text{ A}} = 100 \text{ ohms}$$

Le tableau suivant s'établit de même :

I_d (mA)	R_t (Ω)	R_t (Ω)
30 mA	830	1 660
300 mA	83	166
500 mA	50	100
U limite →	U_l = 25 V	U_l = 50 V

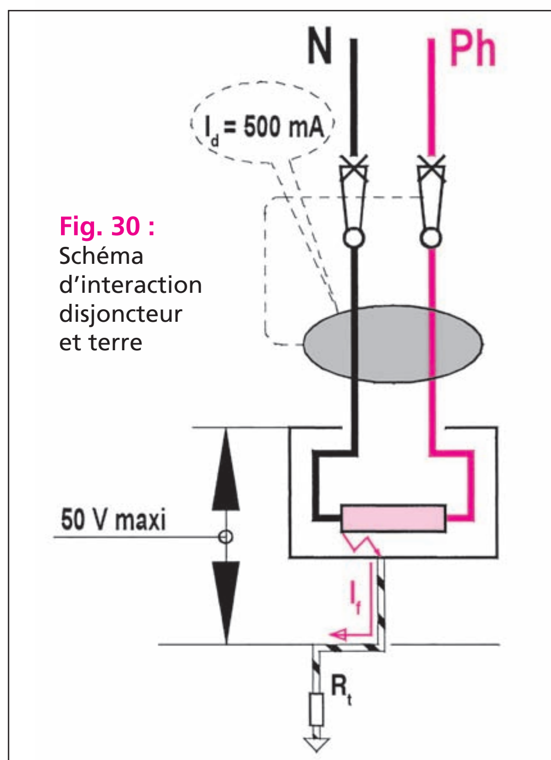


Fig. 30 : Schéma d'interaction disjoncteur et terre

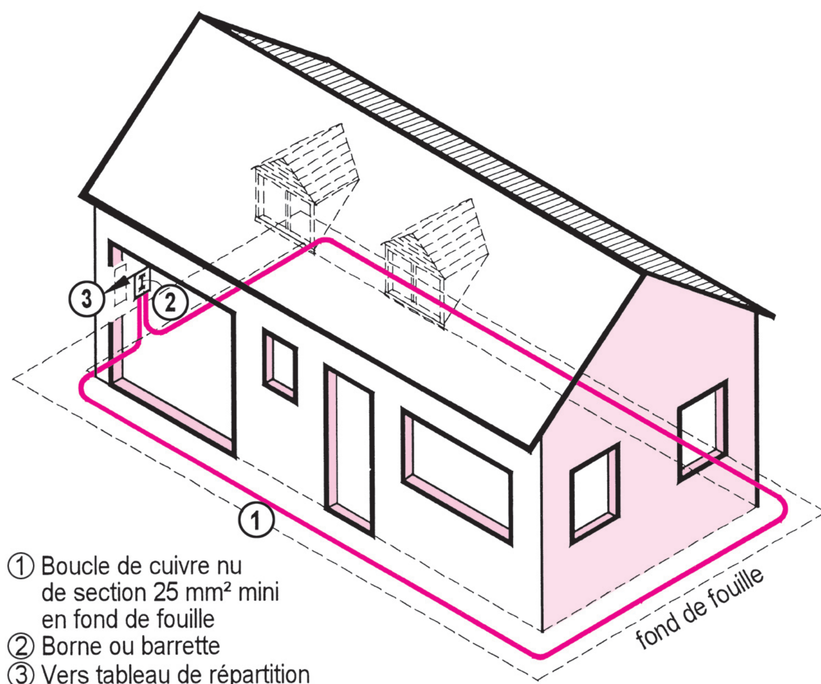


Fig. 31 : Boucle de cuivre nu en fond de fouille

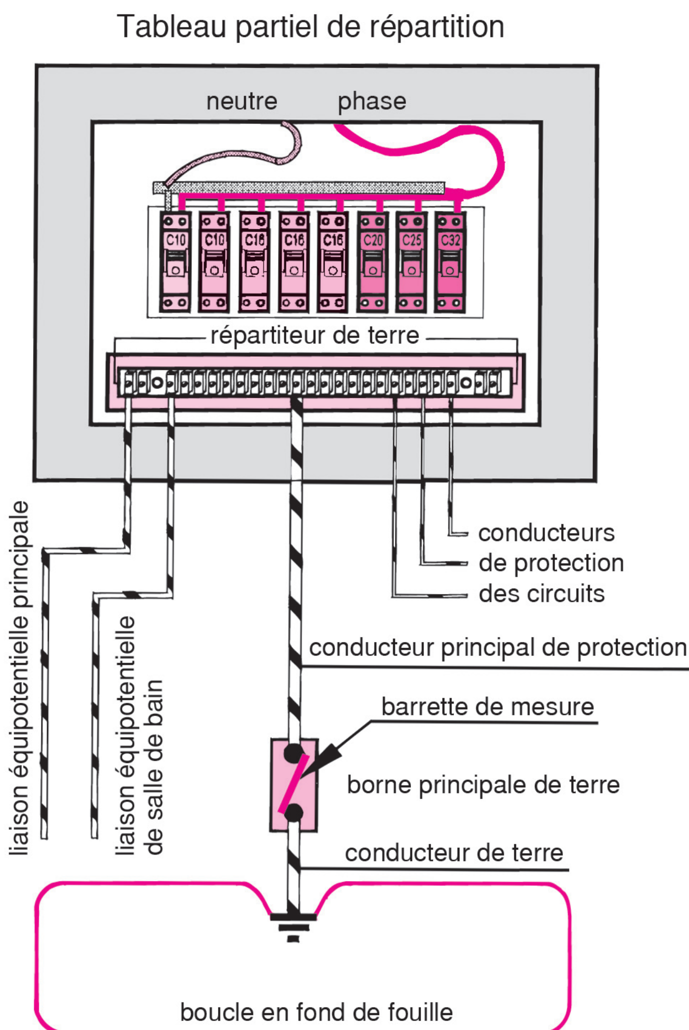


Fig. 32 : Arrivées et départs du circuit de terre

Élévation des façades



Fig. 33 : Façade Nord

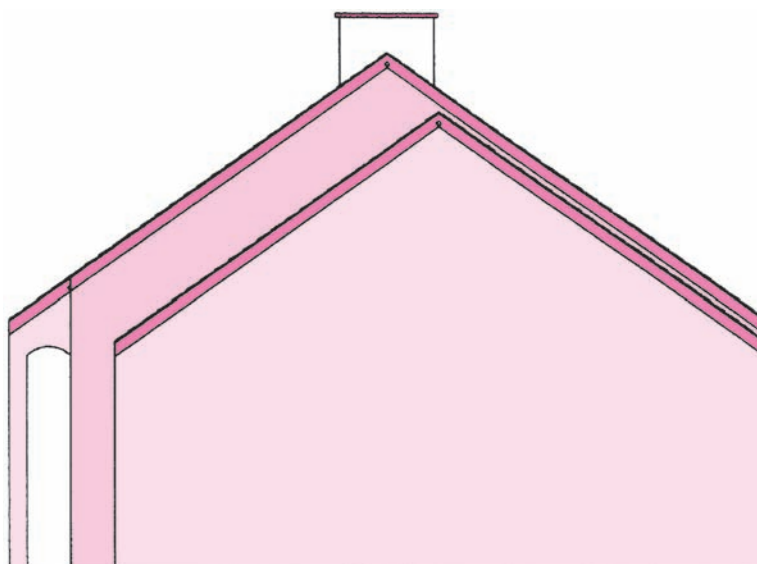


Fig. 34 : Pignons Ouest

doc. : Ouest-Home

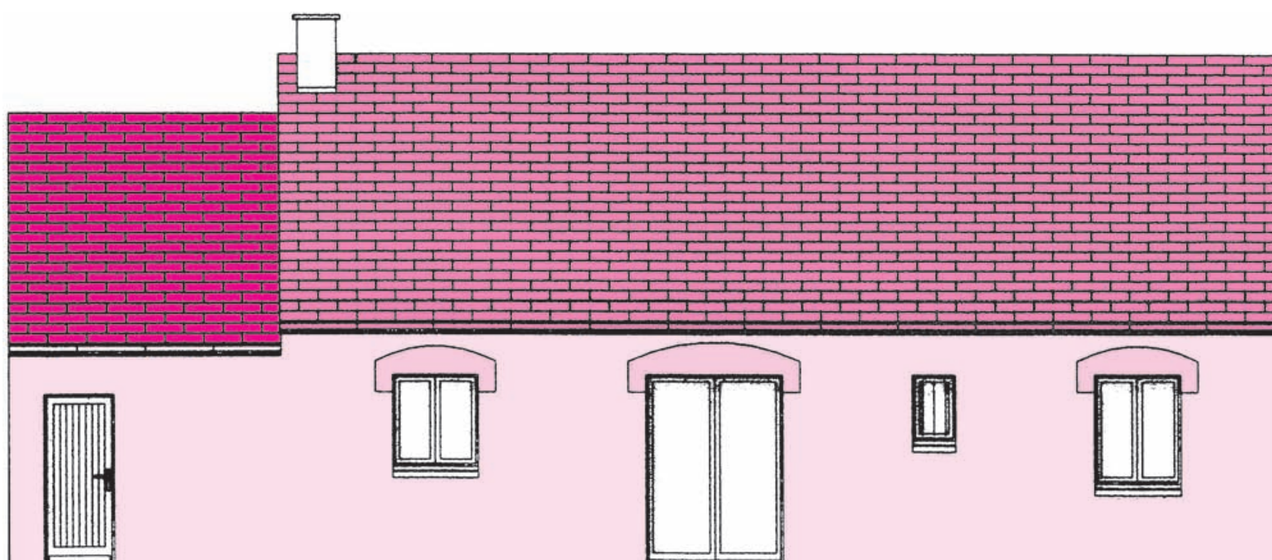


Fig. 35 : Façade Sud

Plan de la maison de plain-pied

Critères de choix des occupants pour l'implantation des pièces

- **Repas-séjour traversant** d'exposition Nord et Sud : cette pièce de vie est conçue en pièce ouverte pour former un ensemble de surface 39,56 m² avec la cuisine
- **Cuisine avec accès direct au garage-buanderie**
- **Chambres groupées** avec salle de bains constituant la zone de repos
- **Distribution avec surface minimale pour les circulations**
- **Conduit en tube inox** pour une cheminée avec insert dans le séjour

Surfaces des pièces	(m²)
Cuisine	9,21
Repas et séjour	30,35
Chambre 1	10,53
Chambre 2	11,07
Chambre 3	9,31
Dégagement	4,30
WC	1,36
Bains	5,80
TOTAL	**81,93**
Garage	20,47

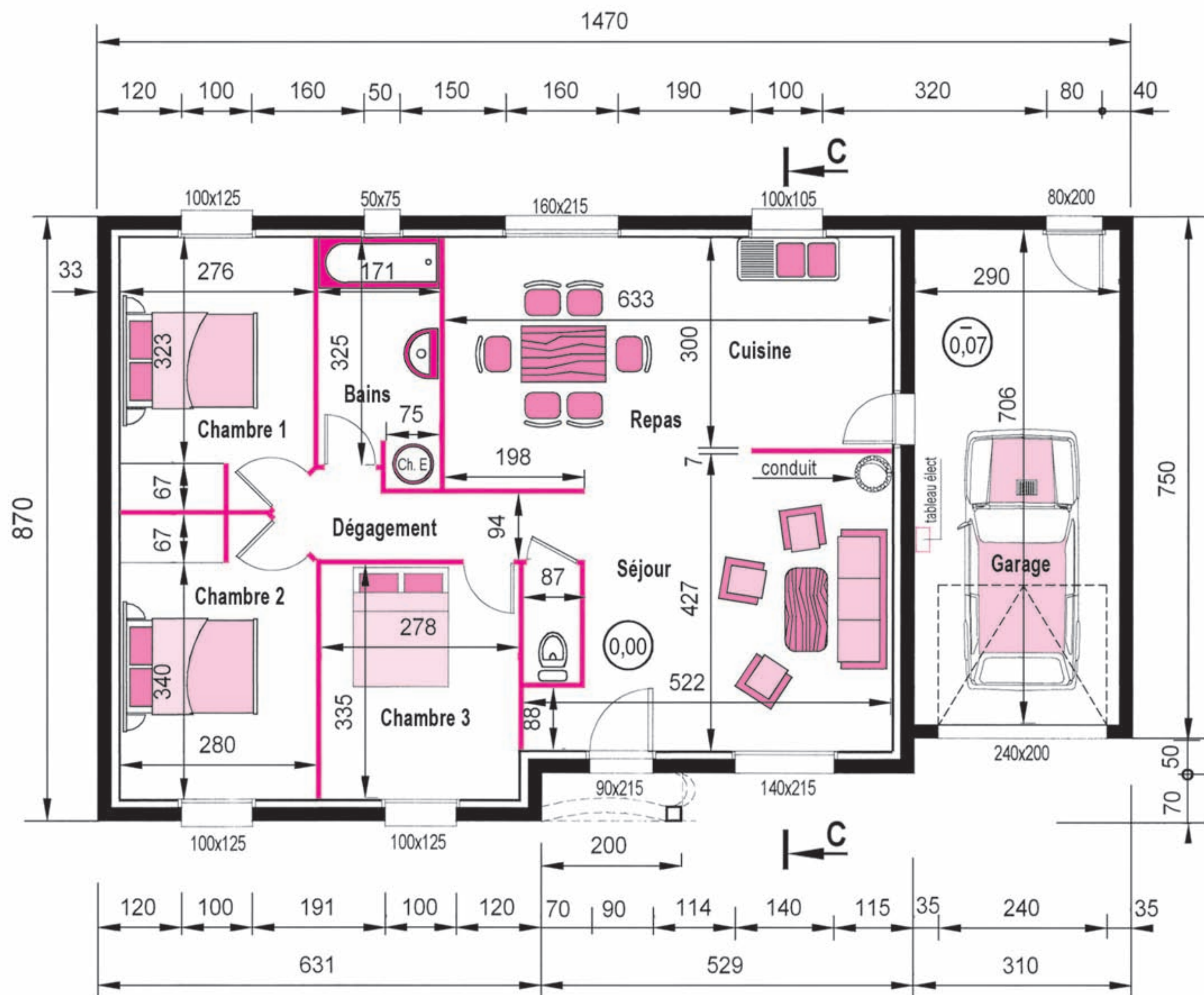


Fig. 36 : Plan de la maison de plain-pied, type 4/5, avec garage en annexe

► La structure porteuse

Elle est constituée par les murs périphériques appuyés sur les semelles filantes et la dalle sur terre-plein appuyée sur des plots. **Elle peut recevoir une dalle flottante sur isolant (chap. 9, p. 130).**

La partie habitable est libérée de tout mur de refend, ce qui donne une grande liberté d'implantation des pièces.

Les cloisons sont de faible masse par mètre carré et sont prises en compte comme une charge répartie forfaitaire évaluée souvent à 100 daN/m² ou à 150 daN/m² de dallage.

La solution retenue pour la conception du dallage est représentée fig. 26 ou 27 et la protection contre l'humidité fig. 29.

► Le dallage

Il **est considéré dans ce cas comme une dalle portée** qui prend ses appuis :

- **sur le soubassement maçonné** constitué soit par :
  - les murs enterrés périphériques fig. 19,
  - des plots espacés de 2 m environ et établis sur le débord intérieur de la semelle (fig. 22 et 27) ;
- **sur les supports médians** constitués par des plots bétonnés (fig. 19 et 39) et réalisation d'armatures poutres plates incorporées dans l'épaisseur du dallage (cf. fig. 19 en repères n° 4) prenant elles-mêmes appui sur les plots intermédiaires et les murs de rive.

(Se reporter au plan d'implantation des fondations fig. 39)

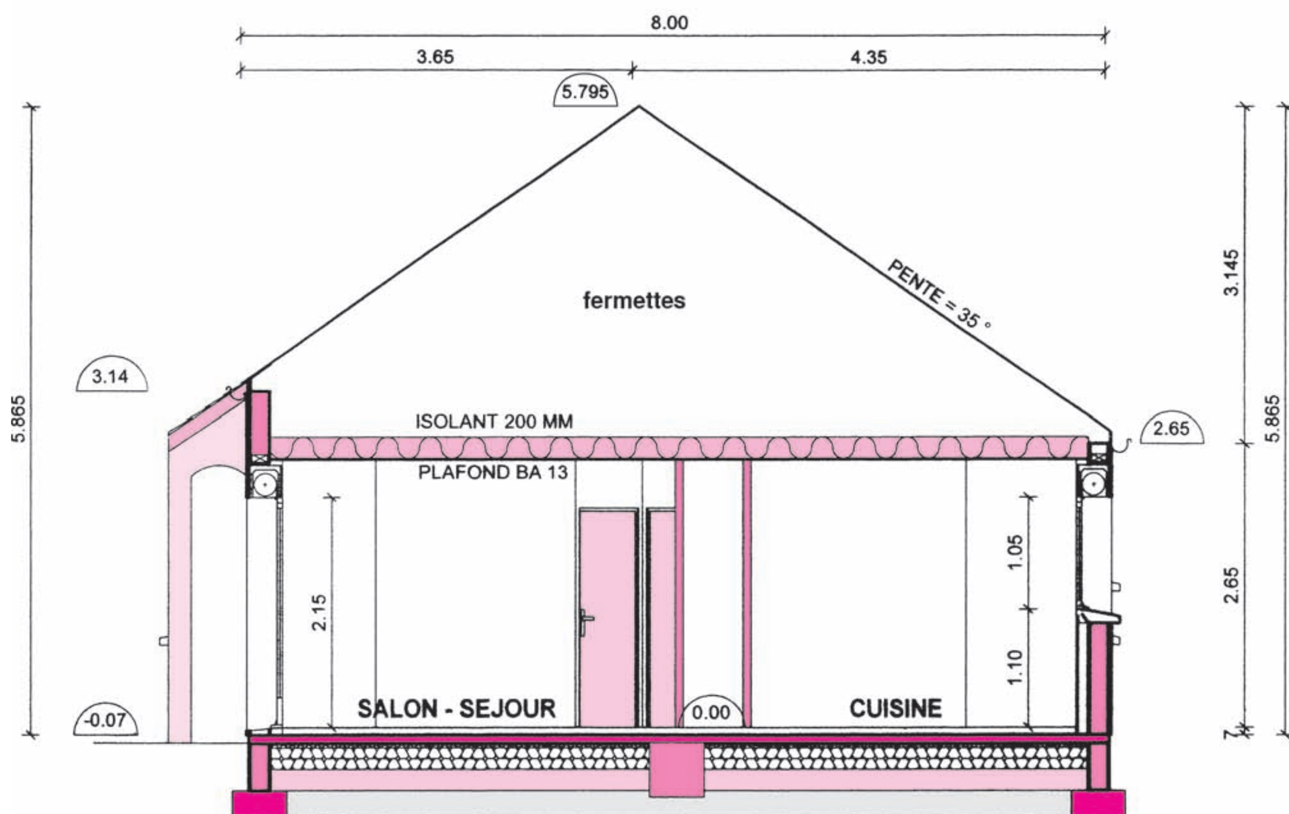


Fig. 37 : Coupe sur salon-séjour et cuisine

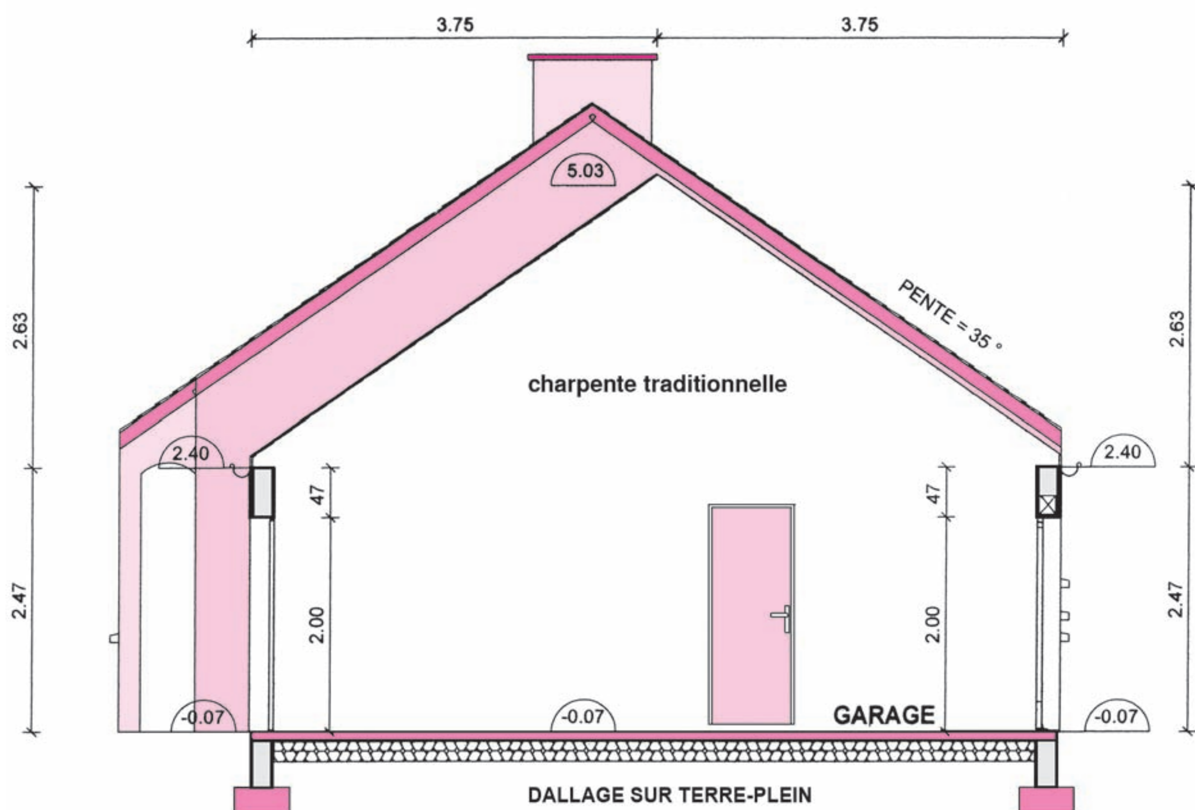


Fig. 38 : Coupe sur garage avec les profils des pignons

Plan d'implantation des fondations et plan des canalisations

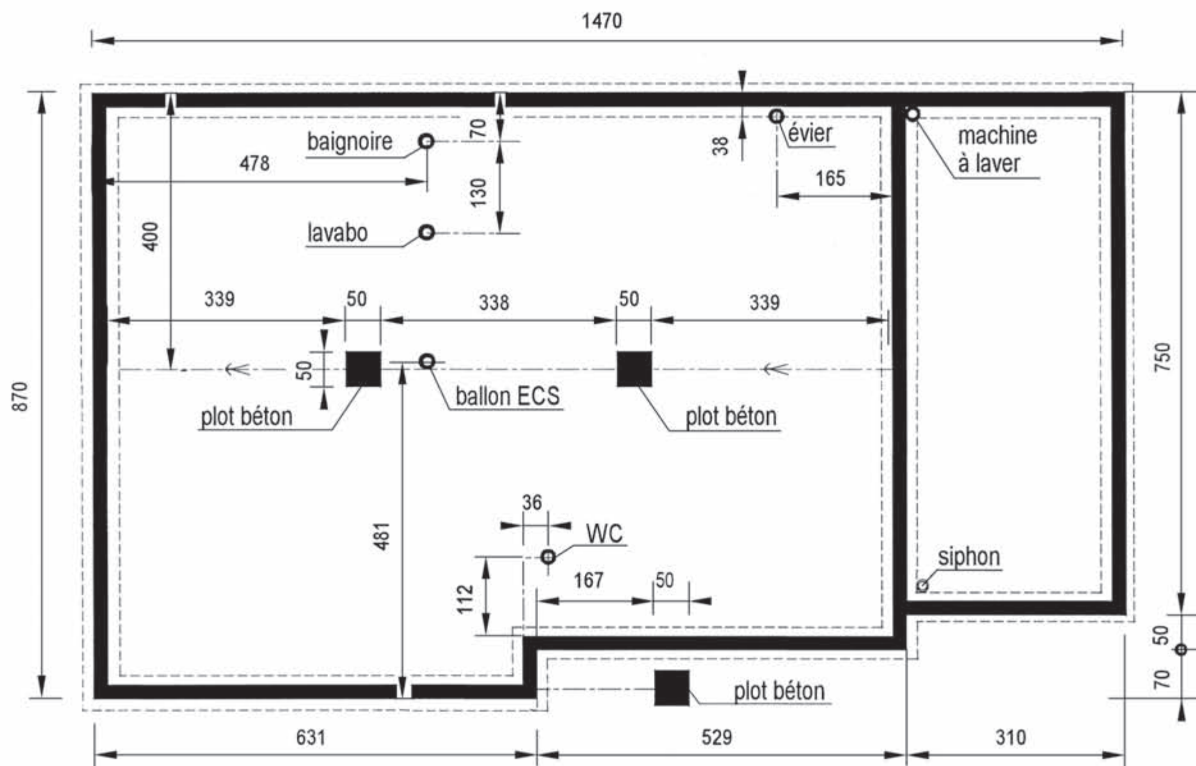


Fig. 39 : Fondations (semelles filantes et plots bétonnés) et repérage des évacuations EU-EV

1470
TN (+0,19)
TN (- 0,30)
B
C
clapet d'aération
baignoire
478
70
130
38
165
aérateur
machine
à laver
évier
lavabo
400
339
50
338
50
339
Garage
-0,07
870
750
870
50
50
plot béton
plot béton
ballon ECS
0,00
ventilation
primaire
WC
siphon de sol
112
36
TN (- 0,12)
D
A
E
286
50
70
72
TN (- 0,18)
F
EU (pente 3cm/m)
EP (pente 1cm/m)
290
G
730
770

Fig. 40 : Canalisations d'évacuation en PVC (diamètre 100 mm)

9. Armatures préfabriquées par travaux courants

- Les aciers utilisés sont à haute adhérence (HA) de nuance Fe E 500.
- Les dimensions des éléments préfabriqués complets ou accessoires sont indiquées.
- Les indications données précisent :
  - le nombre et le diamètre des filants ;
  - les diamètres et les espacements des cadres, des étriers, des barrettes.

TYPES	MODÈLES Réf. b - h cm	COMPOSITION Filants Nb. ø (mm)	Cadres ø (mm) e (cm)	SECTION BÉTON (cm) B x H	ZONE sismique		UTILISATIONS

SF semelles filantes

Longueur standard 6 m

TYPES	MODÈLES	Filants	Cadres	SECTION BÉTON	ZONE sismique		UTILISATIONS
h, b	F.PS 35-15 F.PS 45-25	6 ø 8 6 ø 8	ø 5 e 15 ø 5 e 15	45 x 25 55 x 30	1 A 1 A		Dimensionnement suivant règles DTU 13-12 en vigueur

Les semelles F.PS sont également disponibles, sur demande, en 6 ø 10 et 6 ø 12, pour les zones 1B et 2 respectivement.

CH chaînages horizontaux

Longueur standard 6 m

TYPES	MODÈLES	Filants	Cadres	SECTION BÉTON	ZONE sismique		UTILISATIONS
h, b	C.PS 8-12 C.PS 8-15 C.PS 8-20	4 ø 8 4 ø 8 4 ø 8	5 e 15 5 e 15 5 e 15	15 x 16 15 x 20 15 x 24	1 A 1 A 1 A		Planchers ép. 16 ou blocs "U" Planchers ép. 20 ou 21 Planchers ép. 24 ou 25

Les chaînages C.PS sont également disponibles, sur demande, en 4 ø 10 et 4 ø 12, pour les zones 1B et 2 respectivement.

CV chaînages verticaux

Longueur standard 6 m

	Modèles	Filants	Cadres	Section béton	Zone sismique		
h, b	C.PS 8-8 C.PS 10-10 C. PS 10-15 C. PS 15-15	4 ø 8 4 ø 8 4 ø 8 4 ø 8	ø 5 e 15 ø 5 e 15 ø 5 e 15 ø 5 e 15	12 x 12 15 x 15 15 x 20 20 x 20	1 A 1 A 1 A 1 A		Blocs d'angles Chaînages coffrés Chaînages coffrés Chaînages coffrés
h, b	C.PS 4-10 C.PS 4-12 C.PS 4-15	2 ø 12 2 ø 12 2 ø 12	ø 5 e 30 ø 5 e 30 ø 5 e 30	12 x 12 10 x 15 10 x 20	1 A 1 A 1 A		Chaînages intermédiaires Blocs d'angles Coffrés Coffrés

Les chaînages C.PS sont également disponibles, sur demande, en 4 ø 10 et 4 ø 12, pour les zones 1B et 2 respectivement.

RO renforts d'ouvertures — CR chaînages rampants

Longueur standard 6 m

	Modèles	Filants	Cadres	Section béton	Zone sismique	UTILISATIONS
h, b	CH 4-10 CH 4-12 CH 4-15	2 ø 10 2 ø 10 2 ø 10	ø 5 e 40 ø 5 e 40 ø 5 e 40	8 x 15 8 x 16 8 x 20	1 A 1 B 1 A 1 B 1 A 1 B	Blocs d'angles ou précadres Précadres ou coffrés Précadres ou coffrés
h	Réf. h/ ø EC 6/10-10 EC 11/10-10	2 ø 10 2 ø 10	ø 5 e 40 ø 5 e 40	6 x 15 6 x 20	1 A 1 B 1 A 1 B	Blocs d'angles ou précadres Précadres ou coffrés

Les armatures CH et EC correspondent à celles de notre catalogue général.

liaisons LA

	Réf. ø/ L
L, L	EQ 8/50 EQ 10/60 EQ 12/70

attentes AT

	Réf. ø/ b-L
b, L	LU 8/6-60 LU 6/9-60 LU 8/9-60 LU 10/9-70

chapeaux BF

	Réf. ø/ L	h
b, L	BF 6/70 BF 8/70 BF 10/70 AT 12/90	10 10 10 15

Les armatures de linteaux, poteaux, poutres... font l'objet d'une étude de dimensionnement conformément aux règles de conception des ouvrages en situation normale : règles DTU et BAEL (Béton Armé aux États Limites).

doc. : STANDARM

Zones à risques sismiques en France
Zone **0** à sismicité négligeable
Zone **1A** à sismicité très faible
Zone **1B** à sismicité faible
Zone **2** à sismicité moyenne

Par principe de précaution, les constructeurs utilisent les sections prescrites dans la zone **1A** même si la construction est située en zone **0**.

Les renseignements sur les zones et les cantons à risque sismique sont donnés par la **DDE**.

Chapitre 9

Fondations et armatures de maison sur vide sanitaire

1. Le vide sanitaire en maison individuelle

Caractéristiques d'un vide sanitaire ventilé

Le vide sanitaire consiste à obtenir un matelas d'air, ventilé ou non, entre le sol décapé et le plancher bas.

Il est constitué par le volume compris entre la ceinture en murs maçonnés ou soubassement, le plancher à poutrelles précontraintes en partie supérieure et le dessus du sol (fig. 1).

Le soubassement extérieur porteur du plancher peut aussi se réaliser avec des longrines préfabriquées (fig. 10).

Il **est caractérisé par** :
- **l'accessibilité** en cas de passage de canalisations ;
- **la ventilation** pour tenir compte de l'humidité du sol ;
- **la prise en compte de** l'**isolation thermique** du plancher bas (fig. 15 à 19).

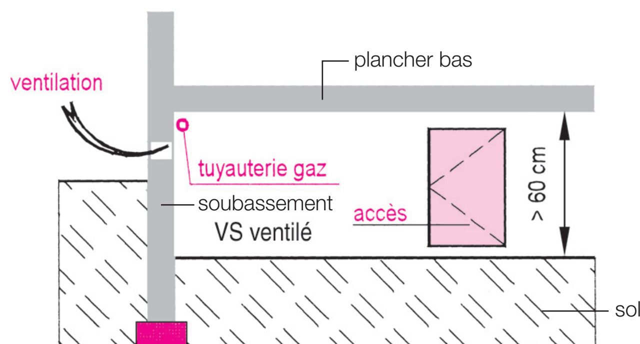


Fig. 1 : Vide sanitaire ventilé

Fonctions essentielles du VS

Un vide sanitaire protège l'habitation :
- **des risques d'humidité**. Le sol n'est pas en contact direct avec la sous-face de plancher habitable ;
- **des variations de niveau d'eau en terrain inondable** ;
- **des mouvements de sol**. Les tassements de sol ne sont pas à craindre comme pour un dallage sur terre-plein.

Il est généralement ventilé :
- pour des raisons de salubrité en renouvelant l'air humidifié ;
- pour réduire les condensations sur les parois froides.

Vide sanitaire ventilé et accessible

- **La hauteur du vide sanitaire ventilé** est d'au moins 60 cm, ce qui correspond à trois rangées de blocs maçonnés.

  La hauteur dépend aussi du site, de l'environnement immédiat, du terrain et de sa topographie, des niveaux par rapport aux voies et des écoulements à prévoir par gravité pour les réseaux. Enfin, elle dépend de l'aménagement ou non d'une cave.

- **Une trappe d'accès est nécessaire,** soit (fig. 1) :
  - placée à l'intérieur, en horizontale dans un garage ;
  - placée côté extérieur, en horizontale ou en verticale.

  La trappe est limitée à la hauteur de 60 cm pour la petite dimension, mais la surface d'ouverture de la trappe doit atteindre 0,60 m².

- **Le sol doit être exempt de tous dépôts ou matières combustibles ou capables d'engendrer des moisissures.**
  - Il est décapé et aplani en surface afin de développer une membrane étanche (film) pour réduire les échanges d'humidité.
  - Une mince couche (5 à 6 cm) de mortier maigre est également préconisée pour recouvrir le film étanche, mais le sol est souvent laissé nu ou avec une couche de sable ou de gravillons.

- **Orifices de ventilation**

  La section totale des orifices de ventilation exprimée en cm² est au moins égale à 5 fois la surface du plancher en m².

Exemple :
- surface du plancher de 100 m² ;
- surface des orifices de ventilation doit être ≥ 500 cm².

Cette prescription est impérative en cas de passage de canalisations de gaz (fig. 1).

Vide sanitaire non accessible et/ou non ventilé

- La hauteur est inférieure à 60 cm pour un VS non accessible. Cependant il est souhaitable de prévoir un passage et un accès suffisant pour des contrôles visuels.
- **Le passage des canalisations d'évacuation** (eaux vannes, usées, pluviales) est permis.
- **Les canalisations d'eau froide sanitaire** sont admises à condition de ne pas comporter d'assemblages mécaniques ou d'accessoires (raccords, bagues d'étanchéité, etc.).
- **Le passage d'une canalisation de gaz** est autorisé si les deux conditions suivantes sont respectées simultanément :
  - sa longueur est inférieure à 2 m ;
  - la tuyauterie gaz est placée sous un fourreau étanche au gaz avec l'extrémité de l'espace annulaire bouchée du coté intérieur et à l'air libre à l'autre extrémité (fig. 2).

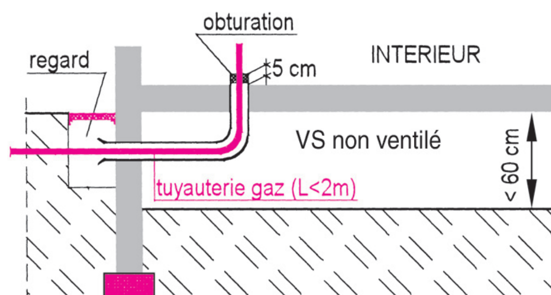


Fig. 2 : Vide sanitaire non accessible et/ou non ventilé

Techniques d'isolation du plancher bas

L'isolation thermique est maîtrisée par les performances des isolants pour constituer une barrière thermique efficace.

- **1re solution** (fig. 12 : Entrevous isolants à languette) :

  Les composants isolants sont intégrés dans l'épaisseur du plancher bas sous forme d'entrevous à languette en polystyrène.

- **2e solution** (fig. 8 : Isolant sous dalle flottante) :

  Les panneaux isolants sont disposés en continuité à la face supérieure du plancher, surmontés d'une dalle flottante de 5 cm d'épaisseur.

Des panneaux isolants spécifiques à tenons et mortaises peuvent être munis de plots-guides avec pontets de fixation de tubes en PER (polyéthylène réticulé) pour un plancher chauffant à basse température.

Les solutions techniques pour la réalisation du système porteur

Les solutions techniques dépendent :

- **de la capacité portante du sol** à faible profondeur ou à une profondeur nécessitant des puits bétonnés ;
- **de la topographie du terrain**, plat, en pente faible, à forte déclivité, surélevé ou encaissé par rapport à la voie ;
- **de l'implantation du bâtiment** en rectangle allongé, en forme de **L**, de **V**, de **T** ou en **U**, etc. ;
- **des murs éventuels de refend** à supporter en cas d'étage et de plancher haut ;
- **du sens de la portée des poutrelles** pour les murs ou poutres supports intermédiaires en soubassement.

► **1er procédé : technique traditionnelle de construction du VS par semelles filantes** (fig. 3 à 8)

Fondations par semelles filantes pour les murs périphériques et pour le mur de refend, soit longitudinal soit transversal, en soubassement sur la hauteur du vide sanitaire.

Exemple :
Maison implantée en rectangle avec prévision des chaînages verticaux ancrés dans les semelles (fig. 8).

► **2e procédé : fondations par semelles filantes et par plots bétonnés** (exemples fig. 10 et 12)

- Semelles filantes pour supporter les murs extérieurs.
- Plots ou puits intermédiaires de fondation.
- Poutres intérieures prenant appui sur les murs et sur les plots.

Exemple :
Poutrelles du plancher sur VS appuyées sur les murs extérieurs et sur les poutres reposant sur les murs et les plots à l'intérieur.

► **3e procédé : réalisation de plots ou de puits de fondation**

Les fondations sont constituées par des plots ou des puits implantés aux angles du bâtiment ou en position intermédiaire. Ils sont distants pour réduire les portées des longrines de rive ou intérieures qui porteront le plancher.

Exemple (fig. 10) :
Les longrines sont assemblées par des nœuds bétonnés assurant les jonctions et la continuité.
Les longrines de rive peuvent être à becquet : cela évite de coffrer les rives du plancher à poutrelles (fig. 11).

► **4e procédé : soubassement intérieur mixte** (fig. 12)

Soubassement réalisé avec des solutions mixtes :

- partie en maçonnerie de blocs sur semelles filantes ;
- poutres en béton armé réalisées sur place ou plus souvent préfabriquées ;
- poteaux, sur semelles isolées, porteurs des poutres qui vont porter les poutrelles du plancher.

Exemples justifiant une partie maçonnée en refend :
- Réalisation d'une cave partielle, dans le vide sanitaire, limitée par des murs avec blocs creux de béton.
- Présence d'un mur de refend au-dessus du plancher bas, prenant appui sur le soubassement maçonné du vide sanitaire.

Les atouts du vide sanitaire ventilé et accessible

- Il permet le passage en apparent de tous les fluides :
  - l'**évacuation des eaux vannes et usées** à la sous-face du plancher des différents appareils sanitaires ;
  - l'**alimentation en eau potable** du réseau et la desserte des appareils sanitaires du rez-de-chaussée ;
  - **le passage des tuyauteries de gaz et des canalisations électriques suivant les prescriptions d'usage**.
- Il simplifie les interventions ultérieures pour les réparations ou les extensions de réseaux.
- Il est propice à la réalisation d'une cave sous réserve d'un accès rationnel.

Fig. 3 : Terrain horizontal en surélévation par rapport à la rue

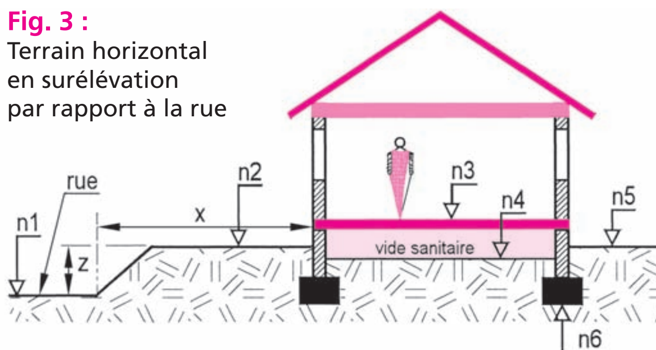


Fig. 4 : Terrain en pente incliné vers la rue

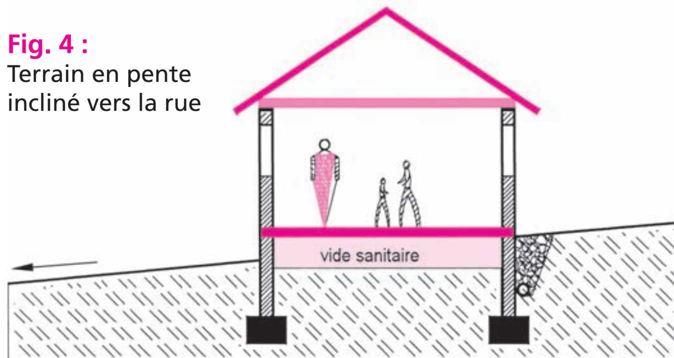


Fig. 5 : Terrain en pente incliné vers le jardin

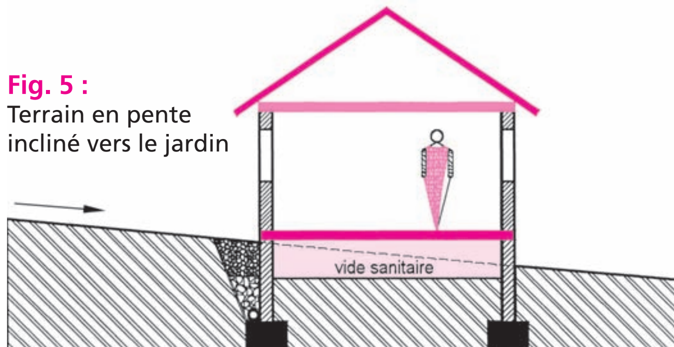


Fig. 6 : Terrain horizontal en contrebas

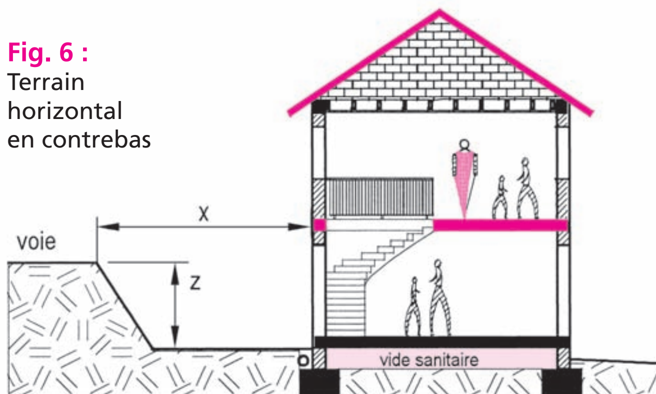
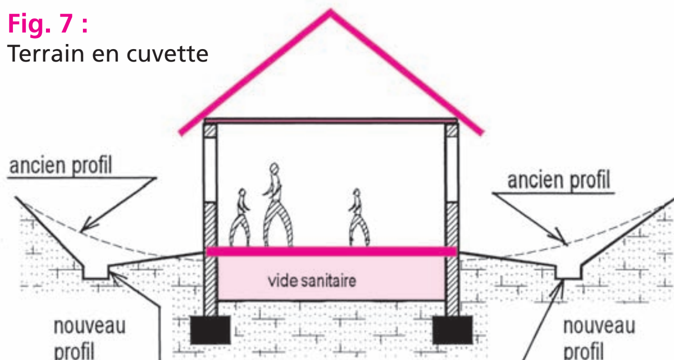


Fig. 7 : Terrain en cuvette



Procédé traditionnel de construction du VS

chaînage vertical
orifice de ventilation (OV)
chaînage horizontal
chaînage vertical ancré dans la semelle BA
poutrelle
Détail du plancher
doublage isolant
treillis soudé
dalle flottante
isolant
arase
entrevous
chaînages
chaînage vertical
OV
hauteur du VS
passage d'homme
orifice de ventilation (OV)
soubassement en blocs creux
OV
1er procédé
semelles filantes sous les murs

Fig. 8 : Fondations par semelles filantes sous tous les murs extérieurs et de refend

Murs extérieurs, plots intérieurs et poutres préfabriquées

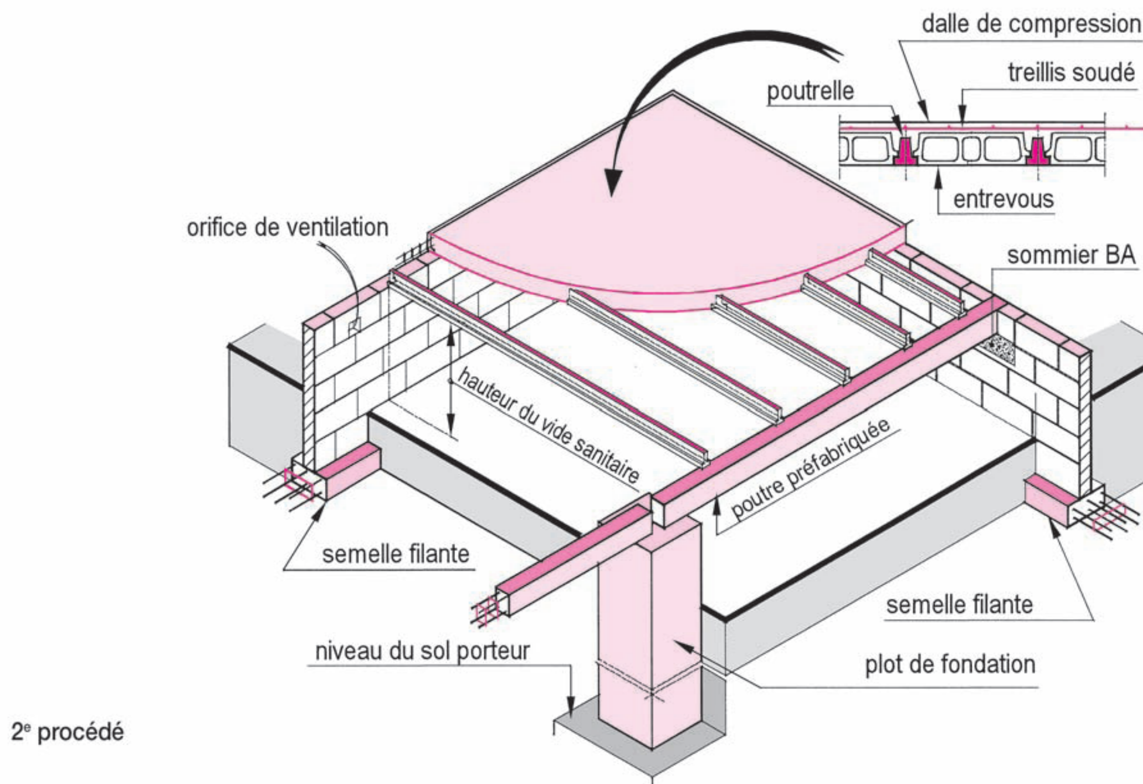


Fig. 9 : Poutres préfabriquées qui s'appuient sur les murs de rive et sur les plots

Procédé par plots ou puits et longrines préfabriquées

- **La solution technique consiste :**
  - **à réaliser des plots de fondation** judicieusement implantés en fonction des murs de façade et de refend éventuels ;
  - **à positionner les longrines de rive et les poutres préfabriquées** intérieures.
    Les longrines de rive sont munies d'un becquet qui permet le coffrage périphérique du plancher et autorise la mise en place d'un placage isolant pour réduire le pont thermique ;
  - **à effectuer les nœuds bétonnés** entre les longrines, aux angles, ou aux intersections longrines-poutres ;
  - à **mettre en œuvre le plancher à poutrelles.**
- **Cas d'utilisation**

Ce procédé est valable pour tous les terrains à bâtir : plats, en pente, rocailleux, humides.

Il est très adapté à la maison individuelle si le sol de fondation est à une profondeur >1,00 m.

Le coût de réalisation est voisin de celui d'une dalle portée sur un terre-plein traditionnel :
- économie de terrassement de fouilles ;
- utilisation de composants standards en béton précontraint ;
- rapidité de mise en œuvre.

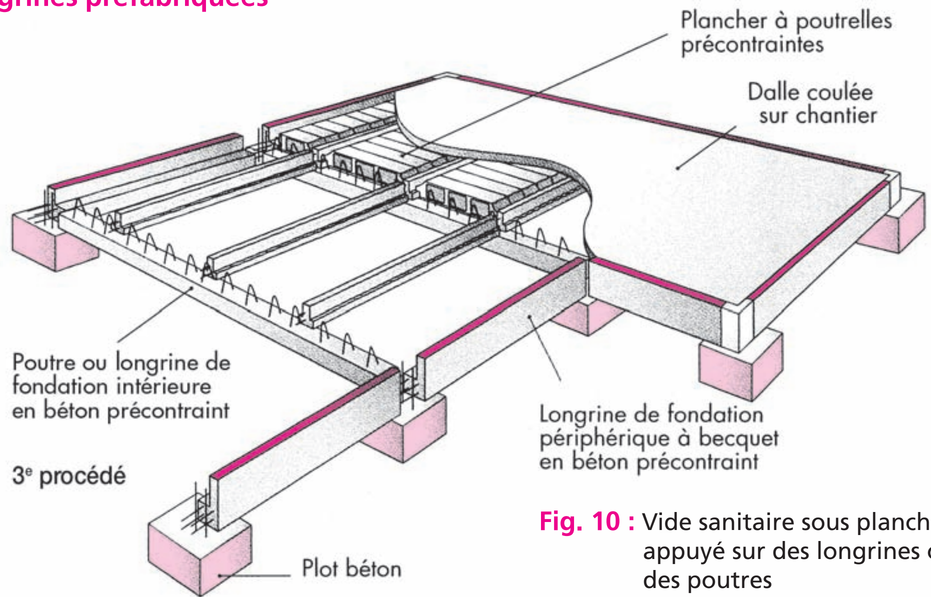


Fig. 10 : Vide sanitaire sous plancher appuyé sur des longrines ou des poutres

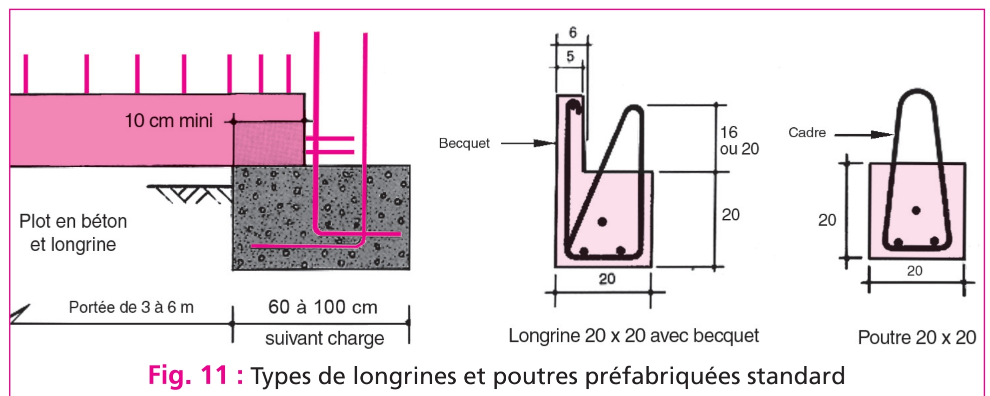


Fig. 11 : Types de longrines et poutres préfabriquées standard

Solution en refend avec mur partiel et poutres

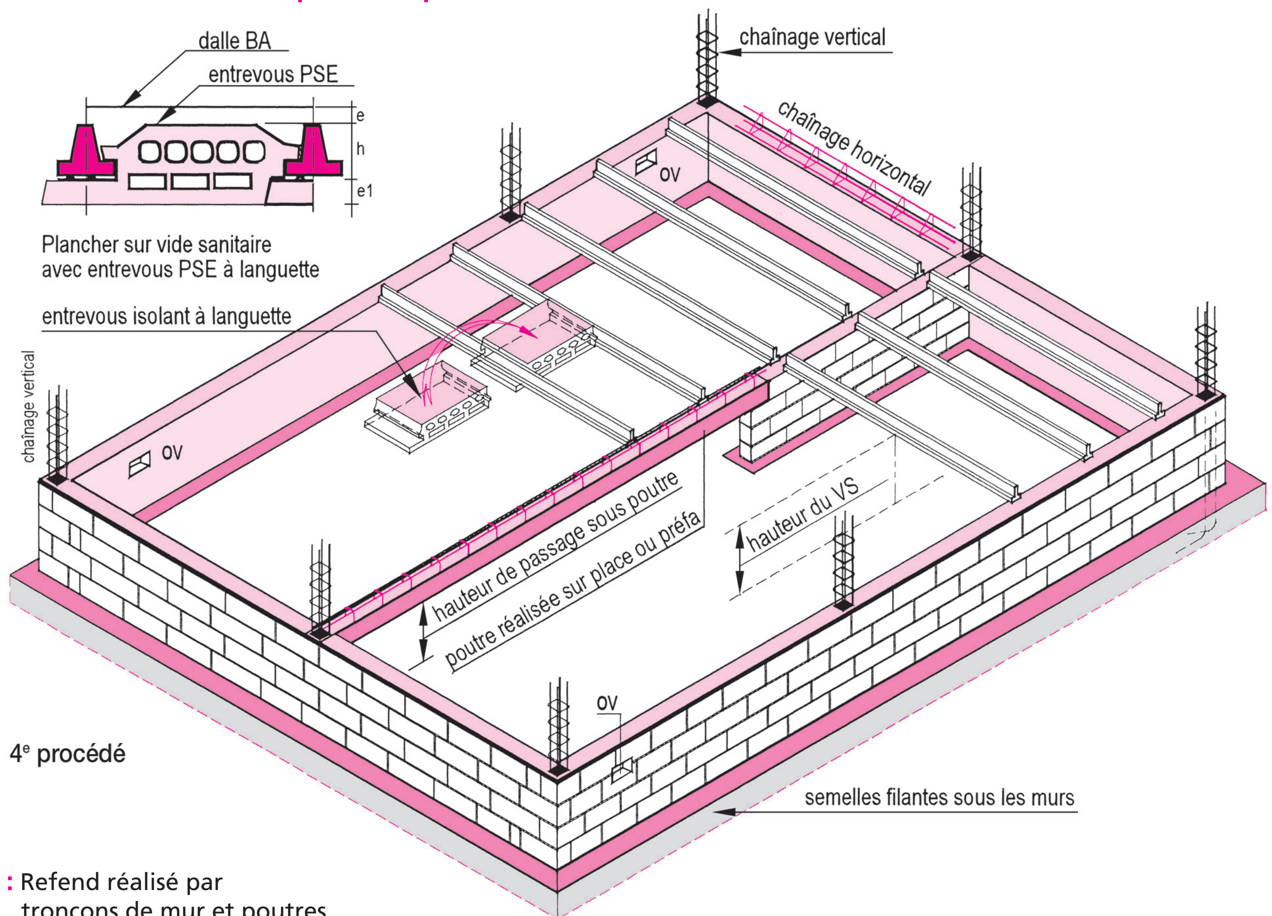


Fig. 12 : Refend réalisé par tronçons de mur et poutres

Plancher avec entrevous en fibres de bois

- Entrevous en fibres de bois sélectionné et moulé avec des nervures transversales (type Rectolight).
- Dalle de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 ou 5 cm.
- Panneaux isolants PSE de 60 mm d'épaisseur.
- Dalle flottante d'une épaisseur de 5 cm.

Caractéristiques des entrevous (fig. 18) :
- longueur : 120 cm ;
- largeur conforme à un entraxe de 60 cm des poutrelles ;
- hauteurs coffrantes de 12 et 16 cm ;
- obturateurs d'about pour le coulage du béton.

Plancher à entrevous isolants PSE à languette en sous-face des poutrelles

- Dalle de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm (fig. 19) et entrevous isolants

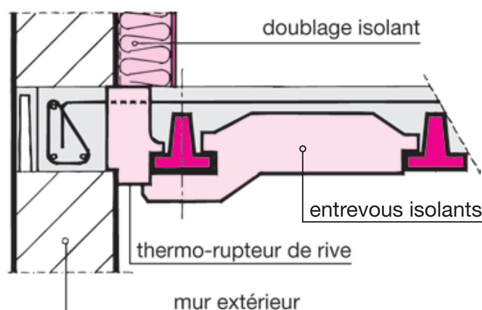


Fig. 13 : Rupteurs thermiques de rive

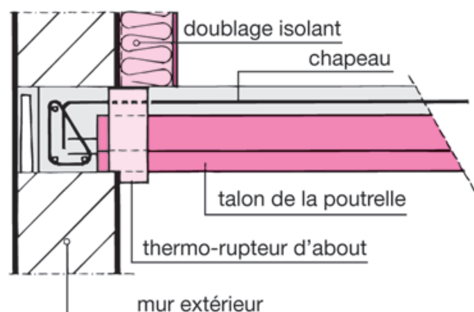


Fig. 14 : Rupteurs thermiques d'about

Plancher courant avec entrevous en béton et dalle de compression (fig. 18)

- Hauteurs courantes d'entrevous : 12, 16, 20 cm suivant les portées.
- Épaisseur de 60 mm d'isolant en polystyrène expansé (PSE) peu compressible.
- Dalle flottante d'une épaisseur de 5 cm.

Plancher à table de compression incorporée (TCI)

- Entrevous en béton à paroi plus épaisse en partie supérieure pour constituer une table de compression incorporée (fig. 19).
- Isolation thermique par des panneaux en polystyrène d'une épaisseur de 50 ou 60 mm.
- Dalle flottante d'une épaisseur de 5 cm armée d'un treillis antifissuration.

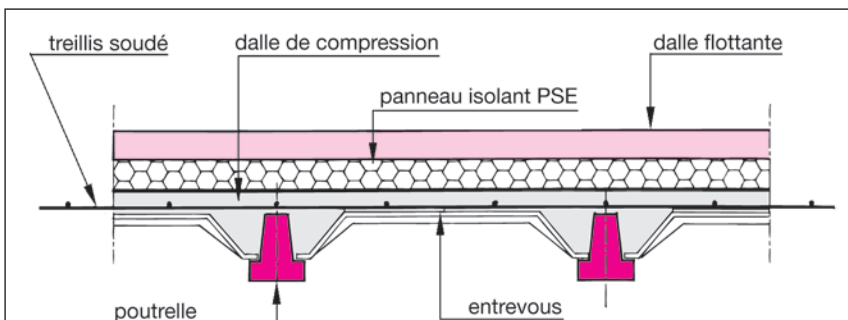


Fig. 15 : Plancher avec poutrelles précontraintes et entrevous en bois moulé

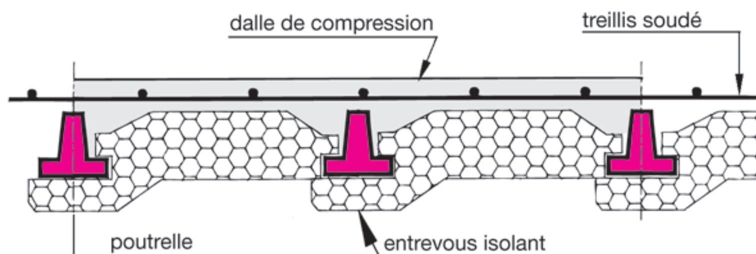


Fig. 16 : Plancher à entrevous polystyrène et languette de recouvrement

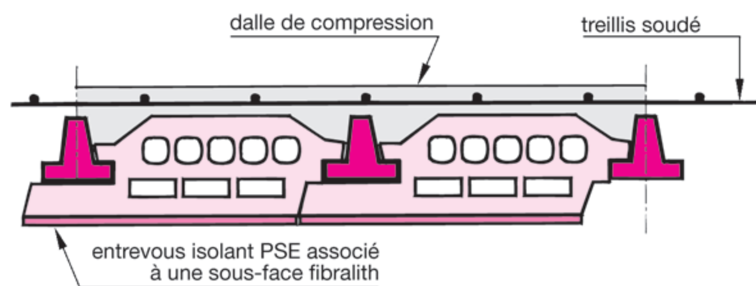


Fig. 17 : Entrevous polystyrène avec parement associé en Fibralith (bois et ciment)

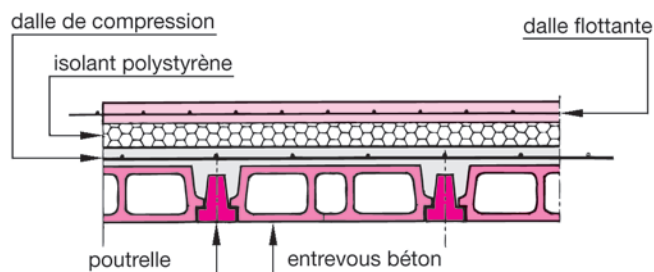


Fig. 18 : Plancher traditionnel d'étage avec dalle flottante sur isolant PSE

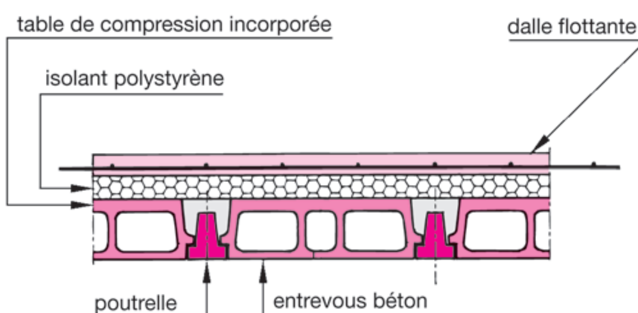


Fig. 19 : Utilisation d'entrevous en béton formant table de compression incorporée

Vues des façades de la maison

Fig. 20 : Vue perspective de la maison avec séjour, trois chambres et garage

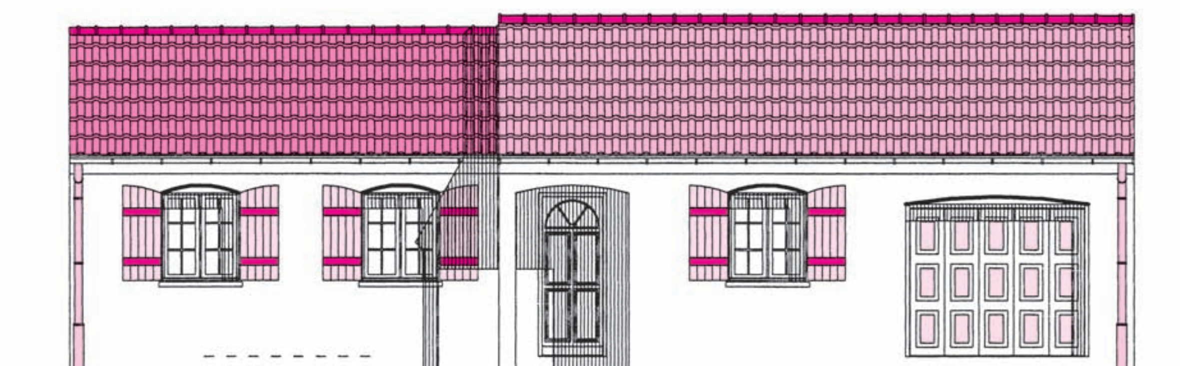


Fig. 21 : Elévation de la façade sur rue (longueur : 14 m)

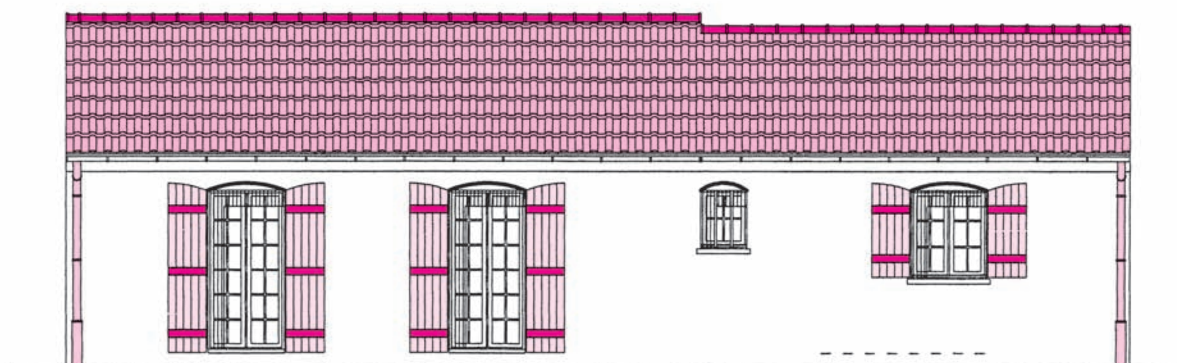


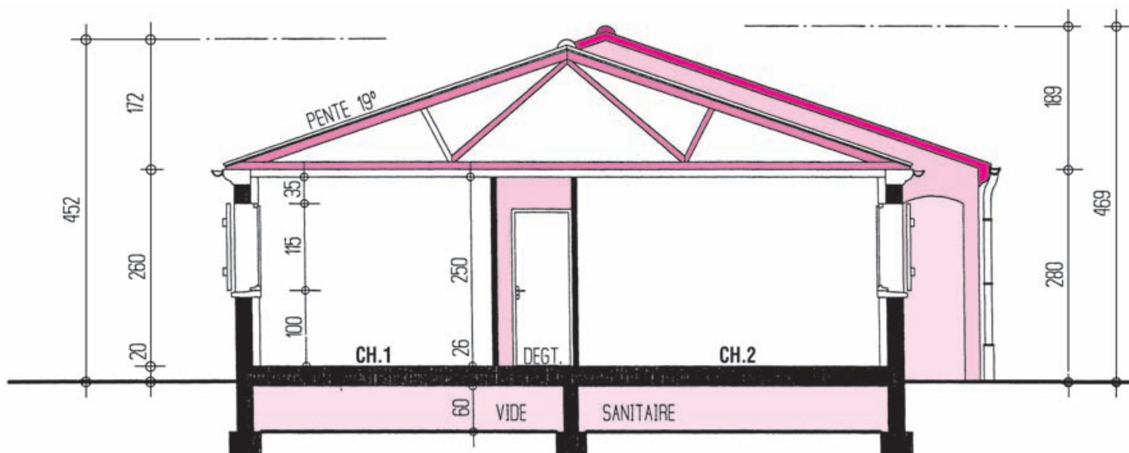
Fig. 22 : Vue de la façade sur jardin avec léger décroché en toiture

doc. : Maisons Pierre

Extraits de notice descriptive des ouvrages (exemple indicatif)

Définition de la zone de construction	
Zone sismique	Indication de zone à donner: (Zone 0, 1A, 1B, 2 ou 3)
Isolement des façades vis-à-vis des bruits extérieurs suivant le classement de la voie selon les nuisances de circulation en général Isolement = ic, 30, 35, 40,ou 45 dB(A)	Isolement 30 dB(A) **Note:** en fonction de l'environnement, par exemple une autoroute proche, une voie ferrée ou un aéroport, un avenant devra être signé.
Zone infestée par les termites suivant les régions et les communes	Zone de la construction non concernée sauf décision administrative locale

Désignation des ouvrages	Gros œuvre	Détail des prestations Prescriptions et caractéristiques techniques des ouvrages	Ouvrages et fournitures Compris dans le prix	Ouvrages et fournitures Non compris dans le prix
1 Implantation	X	Conforme au plan de masse du permis de construire. Le plan de masse est fourni par le géomètre avec les limites du terrain et celles de la zone constructible.	X	
2 Infrastructure				
2.1 Terrassement	X	• **Décapage du sol** sur environ 0,60 m à l'emplacement de la construction	X	
		• La construction est prévue sur un terrain horizontal, borné, dessouché et d'une résistance de 2 bars pour l'assise des fondations.		
2.2 Fouilles	X	• **Fouilles en rigoles** de 0,45 m de large et à profondeur hors gel	X	
		– Mise en dépôt des terres à proximité immédiate	X	
		– Évacuation à la décharge publique		X
		– Remise en forme du sol après achèvement des soubassements au pourtour de la maison		X
		– Remblais autour de la maison inclus dans les travaux réservés par le maître d'ouvrage		
2.3 Fondations	X	• **Semelles continues** en béton armé de largeur 45 cm et de hauteur 30 cm avec armatures filantes de 6 HA Fe E 500 de diamètre 7 mm avec cadres et liaisons de retours d'équerre aux angles sortants ou rentrants	X	
		– Classe de résistance du béton: C 25 (25 MPa de résistance caractéristique à la compression)	X	
		– Dispositions prises pour réduire les tassements différentiels au droit des baies larges (porte de garage ou autre) par des renforts d'armatures en chapeaux	X	
		– Ancrages des raidisseurs verticaux d'angle ou intermédiaires par retours d'équerre dans la semelle	X	
2.4 Soubassement du vide sanitaire	X	• **Murs enterrés du soubassement** réalisés par 3 rangs de blocs perforés en béton de type B 80 et d'ép. 20 cm avec blocs spéciaux pour les chaînages verticaux	X	
		– Trou d'homme prévu soit en pignon extérieur soit en refend ou dans le garage pour accès au vide sanitaire ventilé	X	
		– Arase d'étanchéité d'ép. 5 cm en mortier hydrofugé au couronnement du soubassement avant de recevoir le plancher bas	X	
2.5 Assainissement du soubassement	X	• **Drainage éventuel** en pied extérieur du soubassement avec un drain perforé en PVC (section équivalente à ∅ 100 mm) avec cunette de récupération des eaux d'infiltration pour leur évacuation		X
		– Boîtes de raccordement des canalisations à prévoir aux angles		
		– Filtrage par graviers ou cailloux avec enveloppe d'un non-tissé pour éviter le colmatage du drain		X
3 Plancher bas sur vide sanitaire ventilé (La section totale conseillée des grilles de ventilation est comprise entre 3/1 000 et 3/10 000 suivant l'humidité du terrain sous-jacent)	X	• **Plancher** constitué de poutrelles précontraintes avec entrevous en béton de 16 cm d'ép. ou entrevous de résine de 13 cm avec clavetage en micro-béton pour solidariser les éléments (fig. 15)	X	poutrelles sans étai si la portée L est < 4,50 m *Exemple: poutrelles RSE 130*
		• **Isolant en polyuréthane** d'ép. 47 mm avec rainurage mâle/femelle sur les quatre côtés	X	
		• **Dalle flottante** d'ép. 5 cm armée d'un treillis soudé à mailles 20 x 20 cm en fils de 4,5 mm, coulée sur l'isolant, aspect de la dalle tirée à la règle	X	



Le mode de construction et les détails du plancher sur vide sanitaire sont représentés sur la figure.

Fig. 23 : Coupe sur chambre 1 et chambre 2 sur vide sanitaire avec isolant sur plancher avec dalle flottante

1400

CH.1 12.05m²

SDB 5.32m²

REPAS SEJOUR HALL 36.74m²

WC 1.80m²

DEGT 3.85m²

PL 0.64m²

ECS

toile à douille

trappe 60x60

emplacement pl.

DYVAC

GARAGE 18.00m²

CH.2 11.12m²

CH.3 11.31m²

CUISINE 11.66m²

EDF

PORCHE

880

980

564

836

Fig. 24 : Plan du rez-de-chaussée et position des appareils sanitaires pour réaliser le réseau d'évacuation

doc. : Maisons PIERRE

Sol de fondation

Résistance admise sur le sol : 1 à 2 daN/cm² soit 0,1 à 0,2 MPa.

Semelles continues de type renforcé

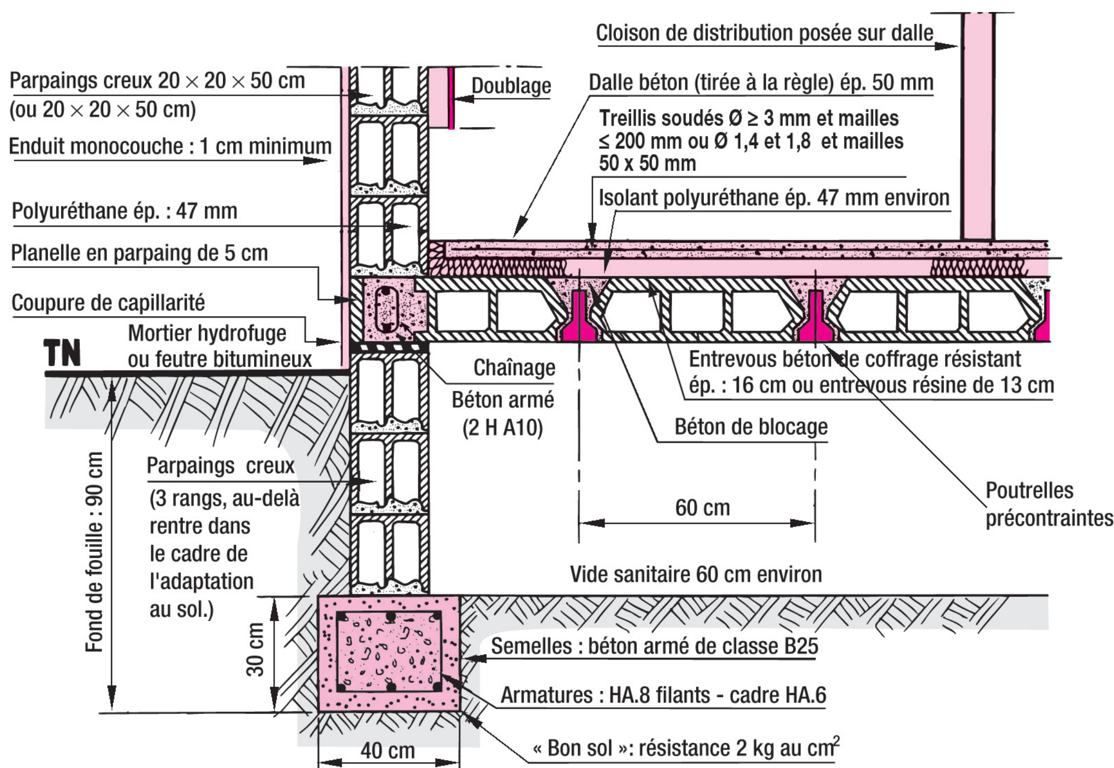
6 ou 8 filants HA disposés en deux nappes pour sols homogènes peu compressibles (fig. 25).

Section Fig. 25	Désignation Réf. b-h	Section Béton B x H (cm)	Ø① (mm)	Charges admissibles Pser (daN/ml) aux E.L.S. — Contraintes admissibles du sol (daN/cm²) aux E.L.S. : 1	1,5	2
h, ①, b	ELS 35-15	45 x 25	6 Ø 8	4500	6750	9000
	ELS 45-20	55 x 30	6 Ø 8	5500	8250	11000
h, ①, b	PPS 55-20	65 x 30	8 Ø 10	6500	9750	10200
	PPS 65-20	75 x 30	8 Ø 10	7500	11250	11600

Longueur standard 6m

doc. : Standarm

Détails sur semelles, soubassement, plancher sur vide sanitaire



doc. : Maisons Pierre

Les épaisseurs de plancher peuvent être modifiées en fonction des études techniques du fabricant.

Fig. 26 : Principe de construction du plancher bas sur vide sanitaire

Plancher avec entrevous porteurs en béton

- **Solution traditionnelle avec poutrelles précontraintes** et choix d'entrevous en béton plus épais à leur partie supérieure formant dalle de compression incorporée (fig. 19 et 27).
- **Remplissage** entre poutrelles et entrevous par un microbéton de blocage qui solidarise les composants.

Isolant thermique continu disposé sur la face supérieure du plancher

- La résistance thermique (R) du plancher dépend surtout de la nature et de l'épaisseur de l'isolant et de son coefficient de conductivité (λ).
- Exemple avec isolant en polyuréthane (fig. 26).

Ép. d'isolant (mm)	Dalle flottante (mm)	R (m².K/W)	U (W/m².K)
60	50	2,17	0,46

Dalle flottante

- Épaisseur : 5 cm
- Armature : treillis antifissuration

Légende :

1	Poutrelle précontrainte
2	Entrevous avec table de compression partielle
3	Microbéton coulé entre les poutrelles et les entrevous
4	Isolant polystyrène
5	Dalle flottante armée d'un treillis antifissuration

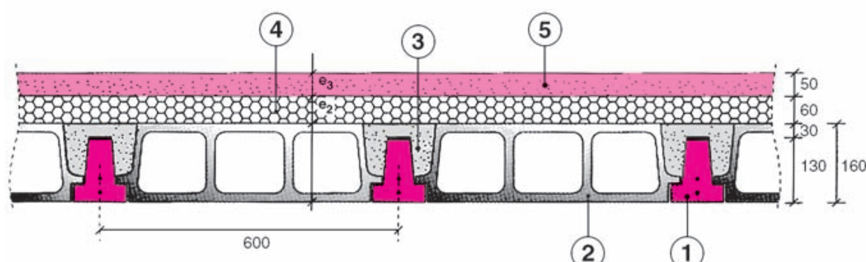


Fig. 27 : Plancher avec dalle de compression incorporée et dalle flottante

6. Plan des fondations avec repérage des semelles et des chaînages

les légendes sont précisées dans le tableau ci-dessous

AC pour chaînages verticaux

S1 pour semelles filantes

SC pour semelles centrées

AP pour attentes des poteaux

Fig. 28 : Fondations

Semelles filantes	Semelle isolée	Attentes chaînages et poteau
Désignation : Type **S1** ELS	Désignation : **SC** 55	**AC :** attentes chaînages verticaux
Armature : 35 x 15 et béton 45 x 30	Béton : 65 x 65 x 20	**AP :** attentes poteau
Armatures préfabriquées déterminées après étude des plans et descriptif par le bureau d'étude Standarm		

doc. : Maisons Pierre

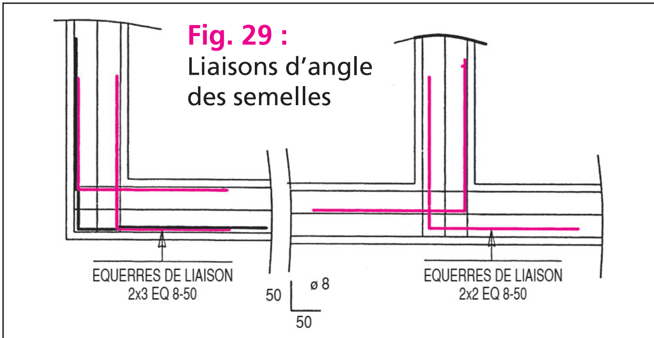


Fig. 29 : Liaisons d'angle des semelles

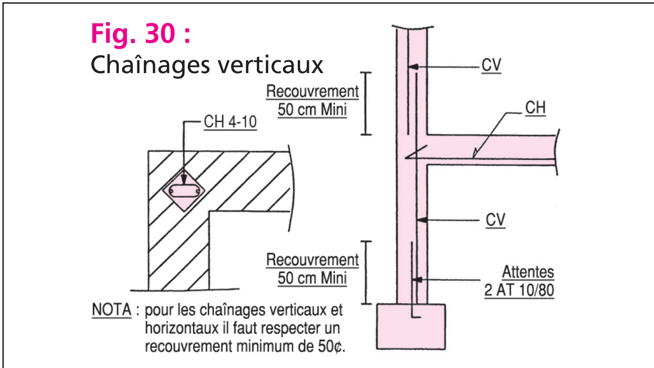


Fig. 30 : Chaînages verticaux

doc. : Standarm

Taux de travail du sol 1,5 daN/cm²

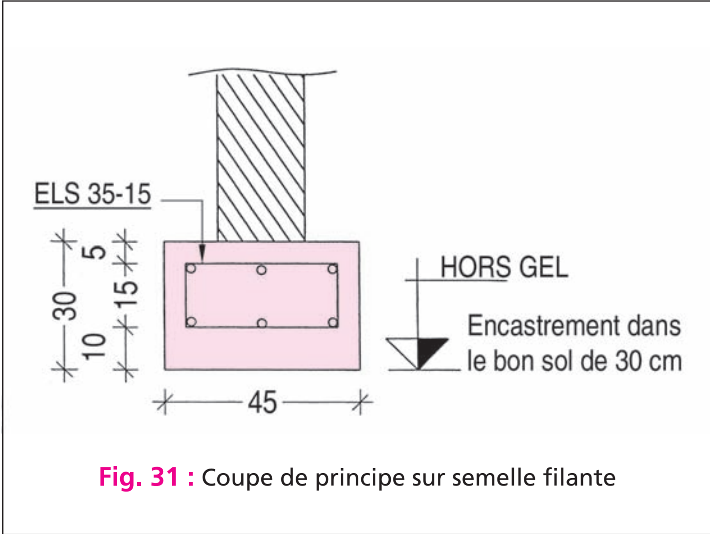
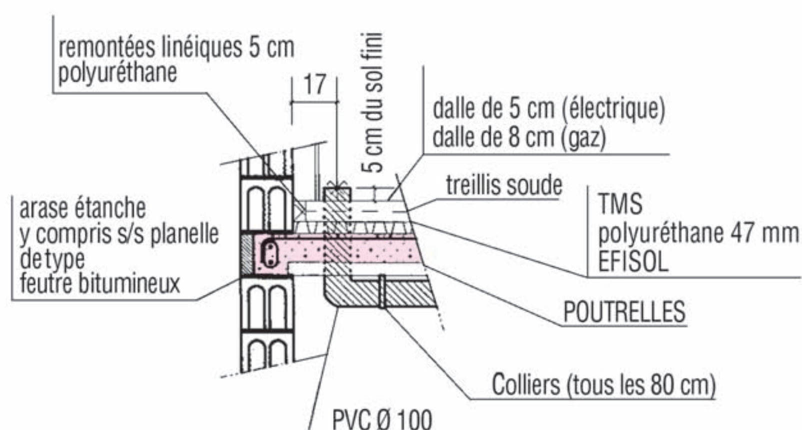


Fig. 31 : Coupe de principe sur semelle filante

Plan d'exécution des canalisations avec traversées de plancher

Fig. 32 : Plan de repérage des réseaux prévus (EU, EV, EFS, ECS, PTT)



Ø 80 EF : arrivée eau froide au ballon ou chaudière
Ø 100 EU ECS : vidange eau chaude sanitaire (ballon)
Ø 100 EV : eaux vannes WC
Ø 100 EU : eaux usées sanitaires (évier, lavabo, sdb...)
Ø 80 x 4 EDF : alimentation edf, tél. etc.
Ø 80 EC/EF : eau chaude, eau froide de... vers...

doc. : Maisons Pierre

Fig. 33 : Dessin de détail sur traversée de plancher avec émergence et légende pour les tubes et les gaines en PVC

Implantation des canalisations

Elle s'effectue à partir des indications du plan de repérage (fig. 32 et 33).

Il s'agit de positionner les émergences qui traversent le plancher en fonction de la position des appareils sanitaires : WC, baignoire, lavabo, douche, évier, chauffe-eau, etc.

Le concepteur tient compte de l'implantation des poutrelles précontraintes pour préciser le passage des émergences pour les évacuations ou les arrivées et départs de l'eau froide sanitaire (EFS) ou de l'eau chaude sanitaire (ECS).

Exemple : évacuation des WC et arrivée d'eau froide

– Diamètre de la chute en PVC en qualité assainissement : 100 mm
– Diamètre de la gaine pour l'arrivée d'EFS : 80 mm

Les trajectoires des conduites et gaines sont simplement schématisées pour l'entreprise qui assure la mise en œuvre, avec les cotes d'implantation des sorties de plancher (fig. 32 et détails fig. 35 à 38).

L'espacement maximal des colliers de fixation des tubes est indiqué dans les prescriptions de pose, § 9 « Tableau des espacements en fonction des diamètres ».

Les pentes minimales des eaux vannes sont de 3 cm/m.

La maintenance des évacuations dans le vide sanitaire est à prévoir (bouchons de dégorgement, regards, etc.).

Ventilation primaire des chutes

La ventilation avec sortie au-dessus du toit est obligatoire. Elle s'effectue généralement avec les diamètres de 80 mm et de 100 mm (fig. 34).

Elle a pour effet d'éviter :

– la mise en pression de l'installation d'assainissement ;
– la mise en dépression des appareils sanitaires qui vide les siphons avec amenées d'odeurs.

Les sorties de toit doivent être protégées des entrées d'insectes ou d'oiseaux. Les sorties de ventilation sont interdites dans les combles perdus, mais les clapets éventuels d'aération sont admis.

Vérification des raccordements

Les services de l'assainissement procèdent à des tests d'écoulement validant ou non l'installation d'évacuation des eaux vannes et pluviales.

La procédure mise en œuvre est la suivante : les tests consistent à verser de l'eau additionnée de produit colorant dans toutes les installations sanitaires (lavabos, baignoire, WC, etc.) et dans tous les points de collecte d'eaux pluviales pour vérifier ensuite les écoulements dans le réseau public souvent séparatif.

Les tests à la fumée peuvent être réalisés et permettent lors du contrôle de détecter les éventuelles connexions entre les eaux usées et pluviales.

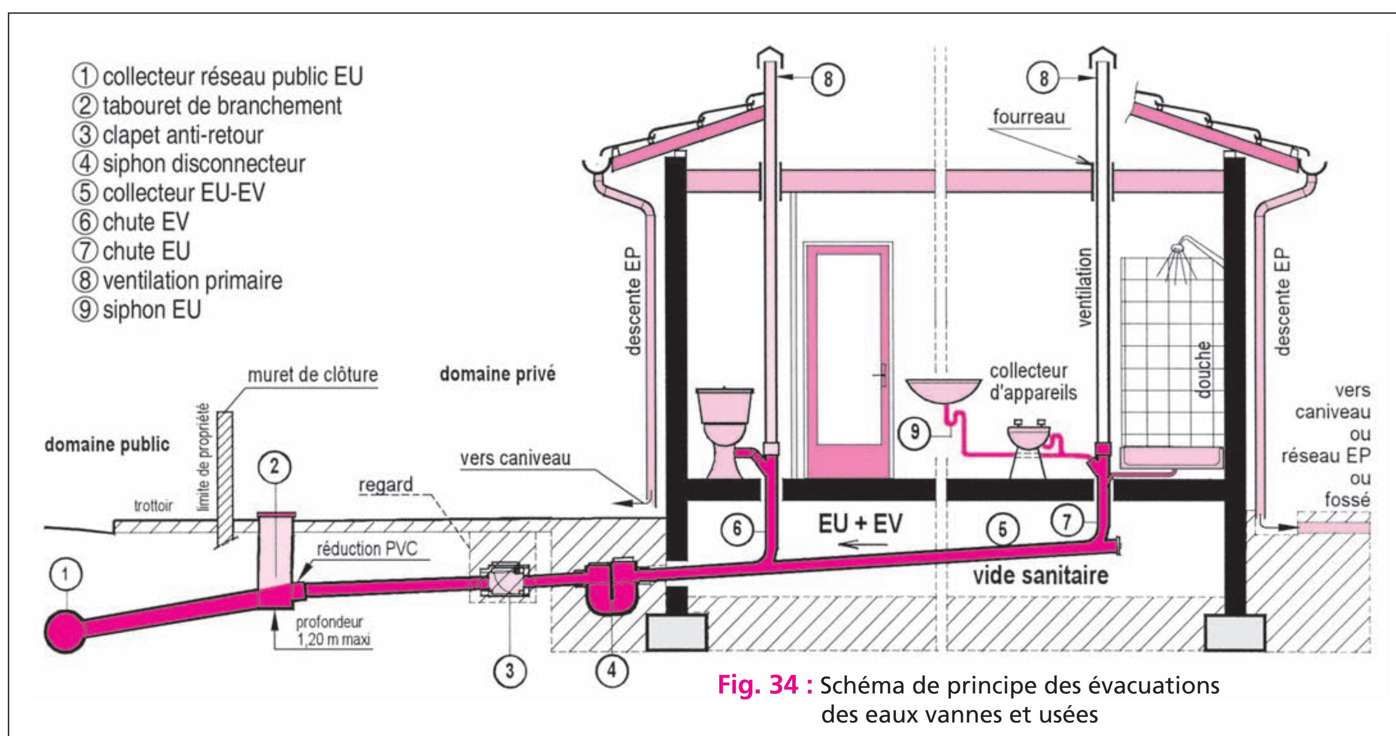


Fig. 34 : Schéma de principe des évacuations des eaux vannes et usées

Intérêt des documents graphiques des réseaux enterrés

La nature, le diamètre, la pente et l'implantation des canalisations enterrées sont requis, et la commune peut demander des plans de récolement intérieur et extérieur à l'intéressé pour le contrôle et la validation.

Les distances réglementaires minimales entre canalisations voisines (gaz, électricité, eau) doivent être respectées.

Les cotes de niveau des croisements de réseaux sont à indiquer car elles sont utiles en cas de réparation et de terrassement.

Les grillages plastiques avertisseurs sont placés à ≈ 20 cm au-dessus de la canalisation suivant une couleur conventionnelle.

Canalisation	Couleur
Électrique	Rouge
Gaz	Jaune
Eau potable	Bleu
Égout	Marron
PTT	Vert

- **La trajectoire des canalisations d'allure horizontale dans le vide sanitaire** peut s'effectuer :
  - **soit en apparent** par fixation de colliers sur les murs du soubassement ;
  - **soit en enterré** sur une assise de sable mais avec passage au-dessus du niveau d'ancrage des semelles pour franchir les murs à l'aide de fourreaux.
- **Un tracé le plus rectiligne possible** est toujours préconisé avec prévision de la maintenance facile du réseau par :
  - des bouchons de dégorgement (fig. 35) ;
  - la possibilité de tringlage des évacuations d'eaux chargées ou d'action par injection d'eau grâce à des regards extérieurs (fig. 35).
- **Le diamètre courant des chutes et des collecteurs principaux** est en général de 100 mm en maison individuelle.
- **La pente des collecteurs d'allure horizontale** est de 3 cm/m pour les eaux vannes et usées. Une pente de 2 cm/m est admise en cas de contrainte particulière d'évacuation si la pente est très régulière.
- **Les colliers de fixation des tubes servent à supporter la canalisation** sans la bloquer.

Ils sont montés sans serrage forcé pour permettre un léger glissement. Il peut s'interposer une bague en élastomère ou en matière plastique pour réduire les vibrations.

Ils sont placés sur les parties rectilignes, à 0,20 m au moins des tés et coudes.

Tous supports réalisés à l'aide de crochets façonnés ou maintenus à l'aide de fils métalliques sont interdits.

- **Espacements maximaux prescrits entre les colliers de fixation des tubes en PVC :**

Tableau des espacements en fonction des diamètres

Diamètres des tubes PVC (mm)	Canalisations d'allure horizontale	Canalisations verticales
32 ; 40	0,50 m	< 2,70 m
50 ; 63		
75 ; 90 ; 100	0,80 m	
110 ; 125 ; 140		
160 ; 200 ; 250	1,00 m	

- **Les variations de dimension des tubes PVC** sont importantes avec le retrait et la dilatation :
  - le retrait, qui est dû à la nature du PVC, peut atteindre 1 % ou 1 cm pour 1 m ;
  - la dilatation sous l'effet de la chaleur peut atteindre 0,7 mm par mètre pour un écart de température de 10 °C, soit environ 7 fois la dilatation de l'acier.
- **Les traversées de plancher ou de mur** doivent être avec des fourreaux avec espace annulaire ou jeu colmaté en matériau inerte et souple (fig. 37).

Les manchons de dilatation sont à prévoir en fonction des points fixes (fig. 38).

- **Les points fixes** résultent d'un encastrement de tube dans la paroi maçonnée ou dans un plancher, d'un scellement, d'un collier serré avec force sur le tube.

La distance prescrite entre deux points fixes ne doit pas excéder les valeurs suivantes :
  - 3 m pour les vidanges individuelles ou les collecteurs d'appareils ;
  - 4 m pour les canalisations verticales ;
  - 8 m pour les canalisations ou les collecteurs d'allure horizontale.

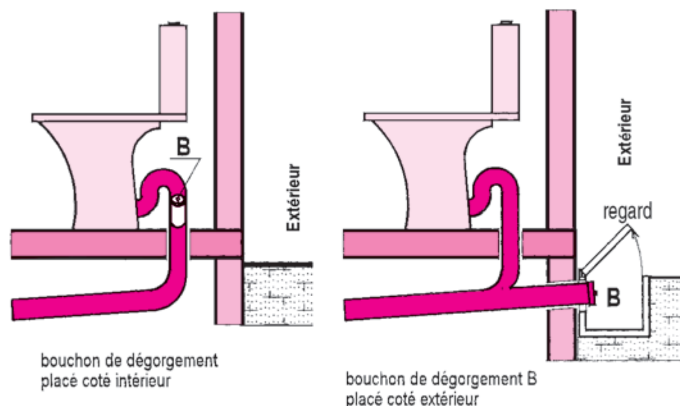


Fig. 35 : Prévision de dégorgement (bouchons)

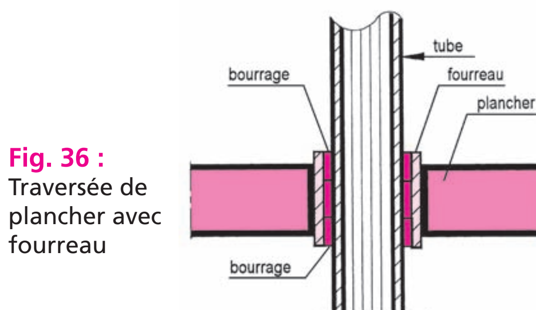


Fig. 36 : Traversée de plancher avec fourreau

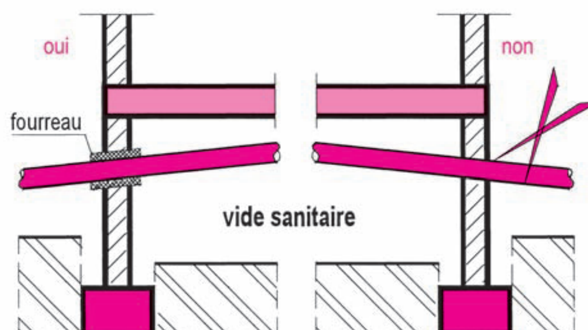


Fig. 37 : Traversée de mur de soubassement

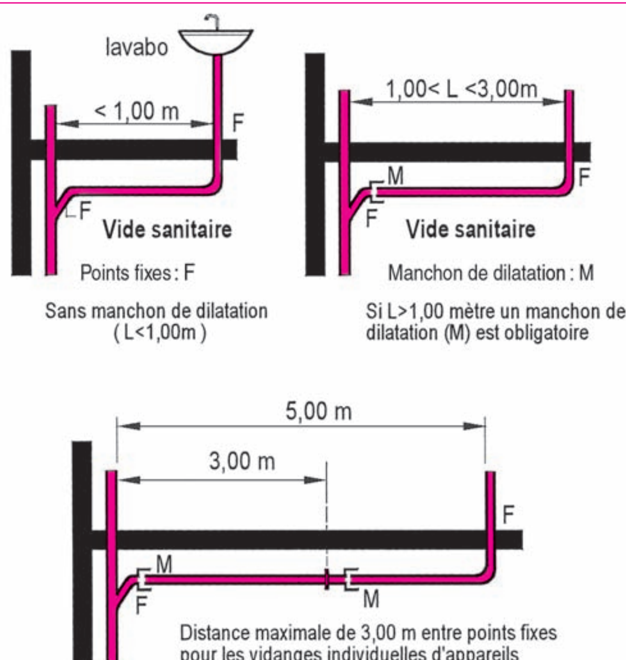


Fig. 38 : Canalisations d'allure horizontale en vide sanitaire

10. Accessoires de raccordement en PVC : culottes, embranchements, tés et coudes (fig. 39 à 47)

Culottes et embranchements	Culottes et embranchements à joint de dilatation incorporé	Tés et croix pied de biche
Double parallèle (mâle-femelle)	Simple parallèle (mâle-femelle)	Tés pied de biche
Double d'équerre (mâle-femelle)	Simple parallèle (femelle-femelle)	Tés pied de biche avec bouchon
Cullote femelle-femelle	Coude femelle-femelle avec bouchon	Croix pied de biche Coude double mâle-femelle
Principaux diamètres (mm)	**Assemblages par collage**	**Assemblages à joint**
32 ; 40 ; 50 ; 63 75 ; 80 ; 90 ; 100 110 ; 125 ; 140 160 ; 200	L'adhésif doit être du type à solvant fort Dépolir les parties à assembler, dégraisser avec un décapant et appliquer l'adhésif au pinceau à l'entrée de l'emboîture et sur la totalité du bout mâle Assembler immédiatement.	Faire pénétrer le bout mâle chanfreiné à fond d'emboîture et positionner un collier sous cette même emboîture Le système à joint ne fait pas office de manchon de dilatation

doc. : Nicoll

Chapitre 10

Fondations par longrines appuyées sur des puits ou des plots

1. Domaine d'utilisation

- **Les charges de la construction** sont transmises aux longrines qui s'appuient sur les têtes de puits ou de plots.
- **Les puits** peuvent être cylindriques ou de section rectangulaire.

  En section rectangle, en forme de té ou à angle ouvert selon les angles, ils sont souvent dénommés plots ou massifs.

  Les puits et les plots coulés en pleine masse sont arasés de façon à éviter tout coffrage et, en cas de dénivelées, on réalise des dés pour permettre l'assise des longrines à l'horizontale.
- **Les longrines** sont en béton armé ou en béton précontraint.
  - Épaisseur de longrine : 20 cm
  - Hauteur définie au calcul
  - Association des longrines avec la table collaborante du plancher qui augmente la hauteur utile et la résistance à la flexion (fig. 5)
  - Longueur jusqu'à 6 m
  - Longrines de rive avec ou sans becquet
  - Poids indicatif : de 100 à 150 daN/m
- **Cas d'utilisation du système puits-longrines :**
  - option de remplacement de fondations par semelles filantes ;
  - faible portance du sol à profondeur hors gel ;
  - sol hétérogène avec points durs ou poches de limon ;
  - terrains difficiles à forte pente longitudinale ou transversale ;
  - terrain inondable ou très humide ;
  - réalisation d'un plancher sur vide sanitaire ;
  - plancher bas en dalle épaisse portée (voir chapitre suivant).

Coupe transversale sur un vide sanitaire et la structure porteuse du plancher bas

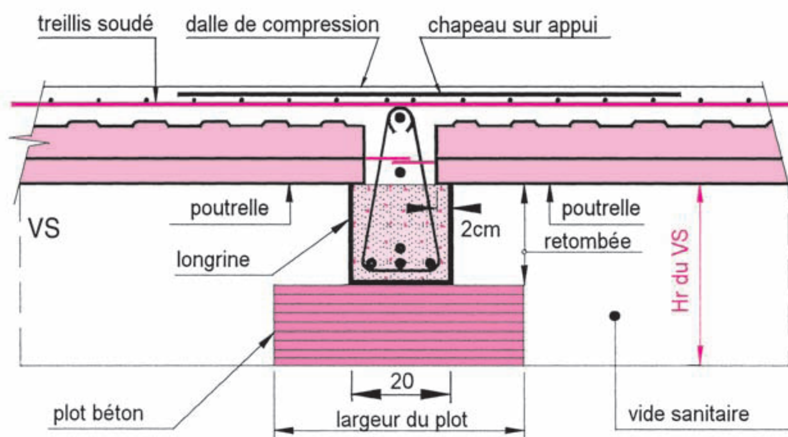


Fig. 1 : Disposition A sans table

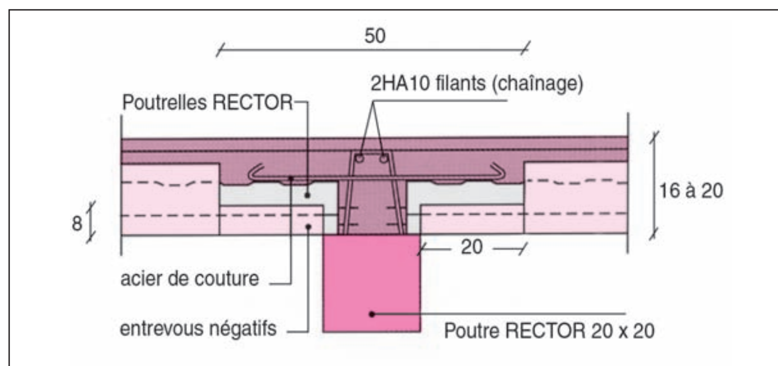


Fig. 2 : Disposition B avec table

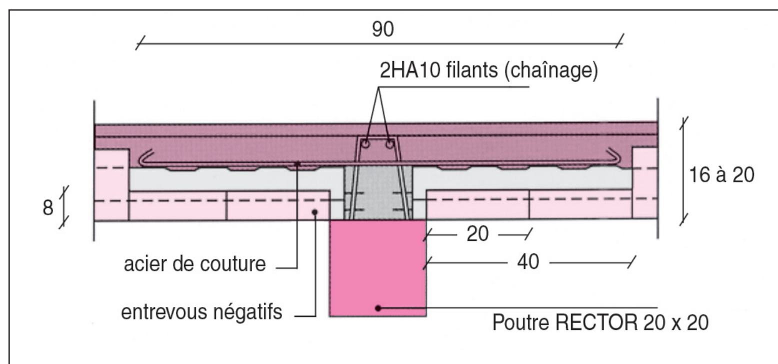


Fig. 3 : Disposition C avec table élargie

2. Principales caractéristiques des longrines

- **La longrine est un composant préfabriqué** qui intègre le rôle d'une poutre porteuse associée au plancher :
  - soit avec le chaînage de rive ;
  - soit avec la table créée solidaire de la longrine.
- **Les jonctions entre longrines** en ligne ou à chaque intersection (angle, refend) sont assurées par des nœuds bétonnés.
- **Les aciers de liaison** sont disposés en équerre avant bétonnage ainsi que les barres chapeaux assurant la continuité.
- **Exemples de poutres ou longrines associées à un plancher à poutrelles :**

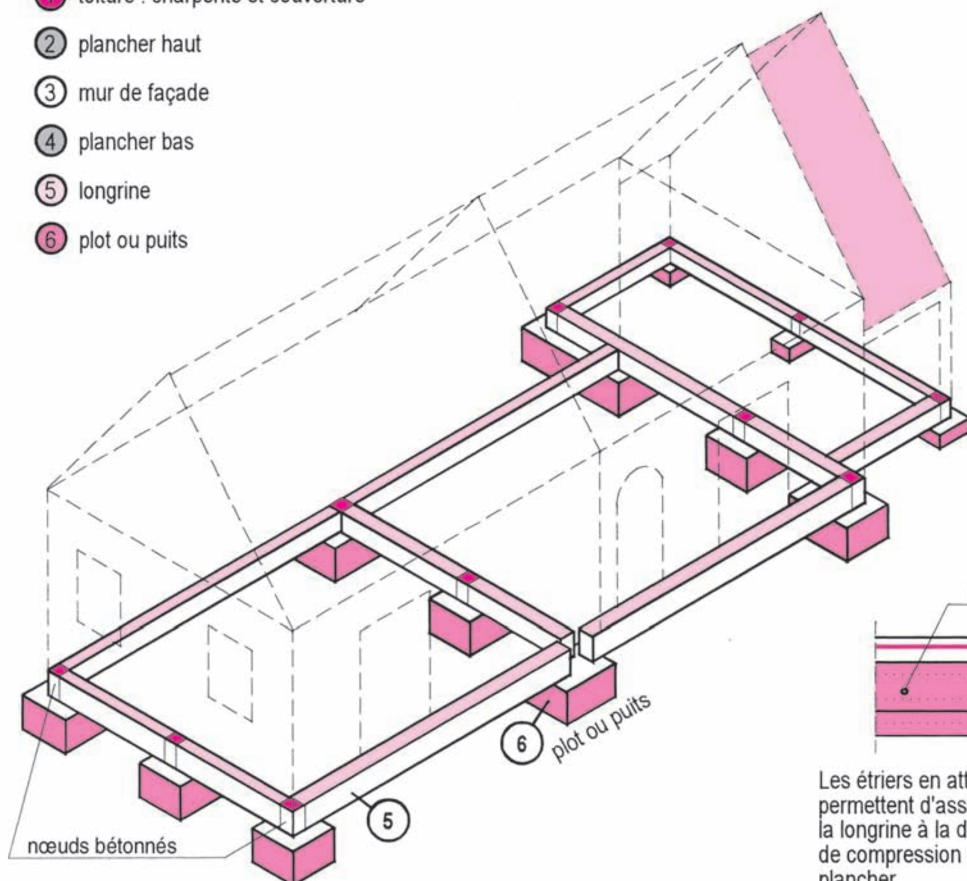
Poutres de section 20 x 20 MI (maison individuelle)						
Charges sur plancher	**entraxe de plancher X** $X = \frac{(L_1 + L_2)}{2} + 0{,}20$	**Type 12 + 4** Portée de poutre (m)	**Type 16 + 4** Portée de poutre (m)	**Dispositions (fig. 1 à 3)**	**Aciers de table**	**Chapeaux sur poutre**
Zone habitable : g = 100 daN/m² q = 150 daN/m²	X ≤ 5,50	2,00 à 3,70	2,00 à 3,90	A : sans table associée	Sans	2 HA 8
	X ≤ 5,50	3,80 à 4,60	4,00 à 4,90	B : avec table associée	4 HA 8 par mètre	2 HA 8
	X ≤ 5,00	4,70 à 5,30	5,00 à 5,50	B	6 HA 8 par mètre	2 HA 10
Garage :	X ≤ 4,50	5,40 à 5,60	5,60 à 5,90	C : avec table associée élargie	6 HA 8 par mètre	2 HA 10
q = 250 daN/m²	X ≤ 4,00	5,70 à 5,90	6,00	C	6 HA 8 par mètre	2 HA 12
Poutres disponibles sur stock : de 1,60 m à 6 m et de 20 cm en 20 cm.						

Exemple de choix :

- Plancher de type 16 + 4
- Portée de poutre 4,20 m
- Travée de portée L_1 = 3,60 m
- Travée de portée L_2 = 3,90 m
- Entraxe X : $\frac{(L_1 + L_2)}{2} + 0{,}20$

  X = 3,95 m < 5,50 m
- Choix de longrine RECTOR PSR :
  - Section 20 x 20 MI
  - Table associée : B

Éléments de descente de charges



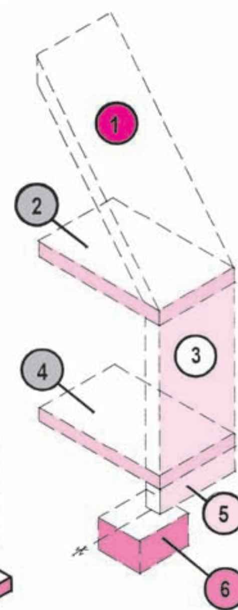


Fig. 4 : Schéma perspectif des fondations par plots, longrines préfabriquées en rive et de refend

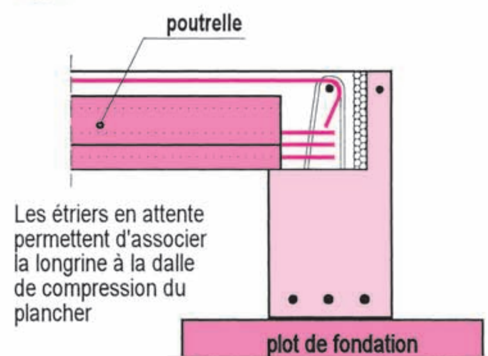


Fig. 5 : Plot ou puits, longrine et plancher

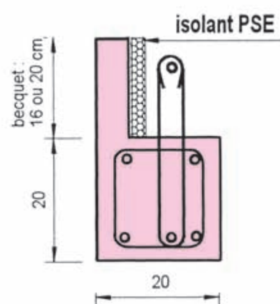


Fig. 6 : Longrine de rive avec becquet

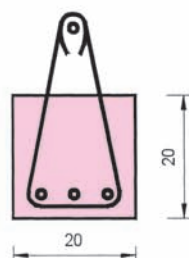


Fig. 7 : Longrine intérieure

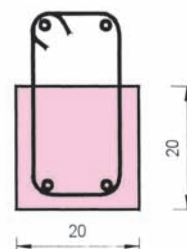


Fig. 8 : Armature avec cadres

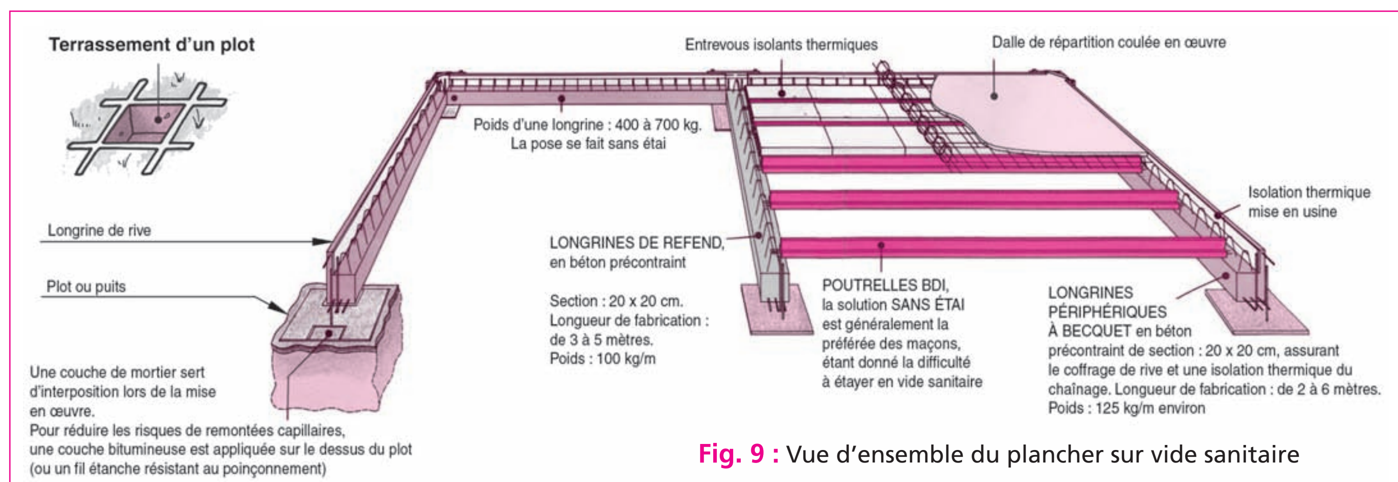
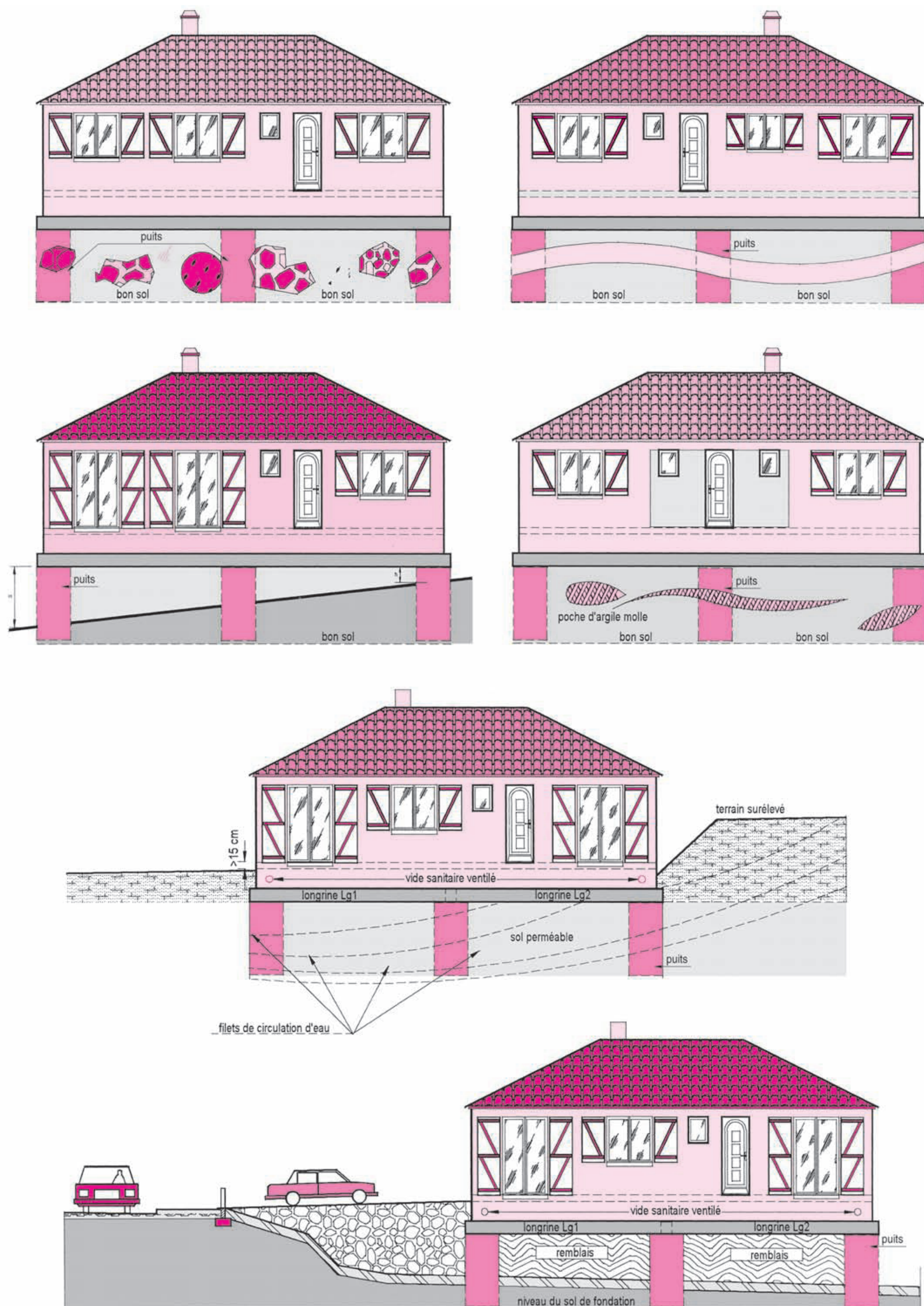


Fig. 9 : Vue d'ensemble du plancher sur vide sanitaire

Cas de fondations par puits en fonction du terrain



- **Cas d'un terrain en pente**

Sol homogène

Plancher bas sur vide sanitaire ventilé

Adaptation au terrain et choix des fondations :
  - semelles filantes
  - semelle isolée
  - longrines avec appuis sur têtes de puits

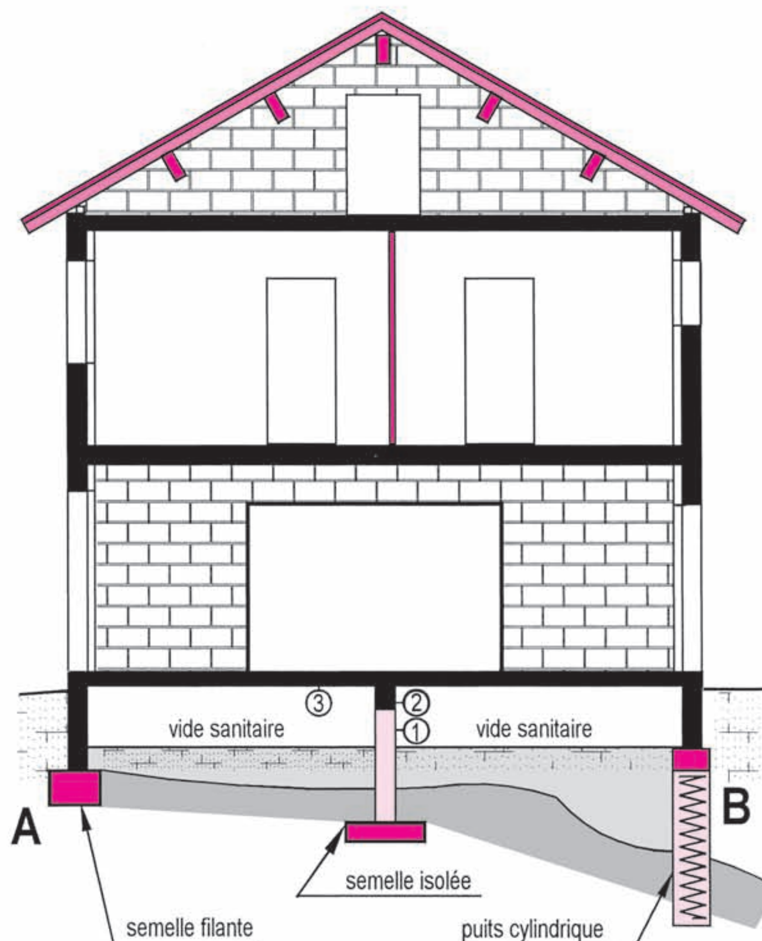


Fig. 16 : Adaptations des fondations au terrain

- **Cas de remblai non consolidé**

Charges permanentes :
  dalle pleine : 25 daN/m²/cm d'ép.
  si ép. 12 cm => 300 daN/m²
  cloisons légères : 100 daN/m²
  charge localisée : cheminée, escalier, etc.

Charges d'exploitation :
  150 daN/m² pour logements
  250 daN/m² pour garages

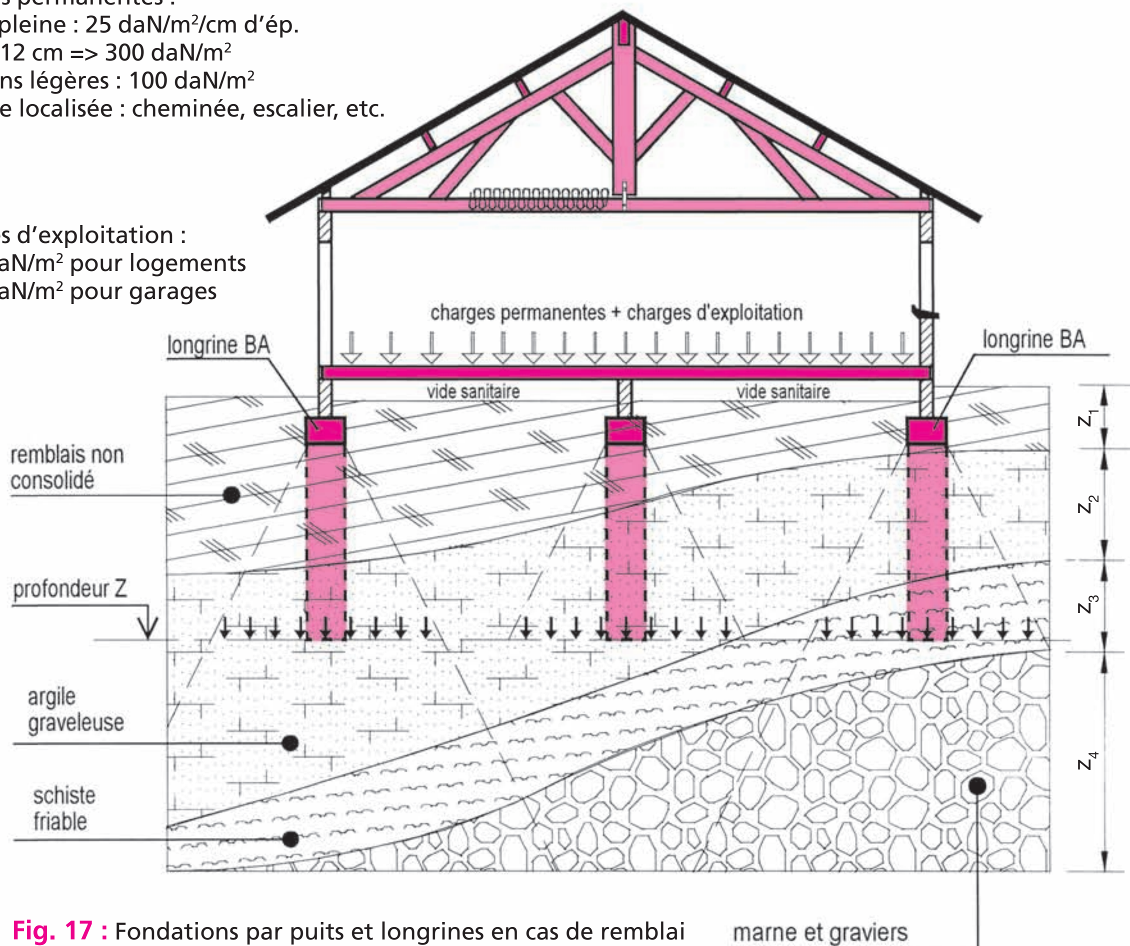


Fig. 17 : Fondations par puits et longrines en cas de remblai

Solutions constructives d’adaptation à la construction

- **Longrines positionnées :**
  - en périphérie ;
  - en refend longitudinal ;
  - en refend transversal ;
  - ou en réseau maillé.
- **Points d’appui :**
  - sur plot ;
  - sur puits ;
  - ou sur minipieux.

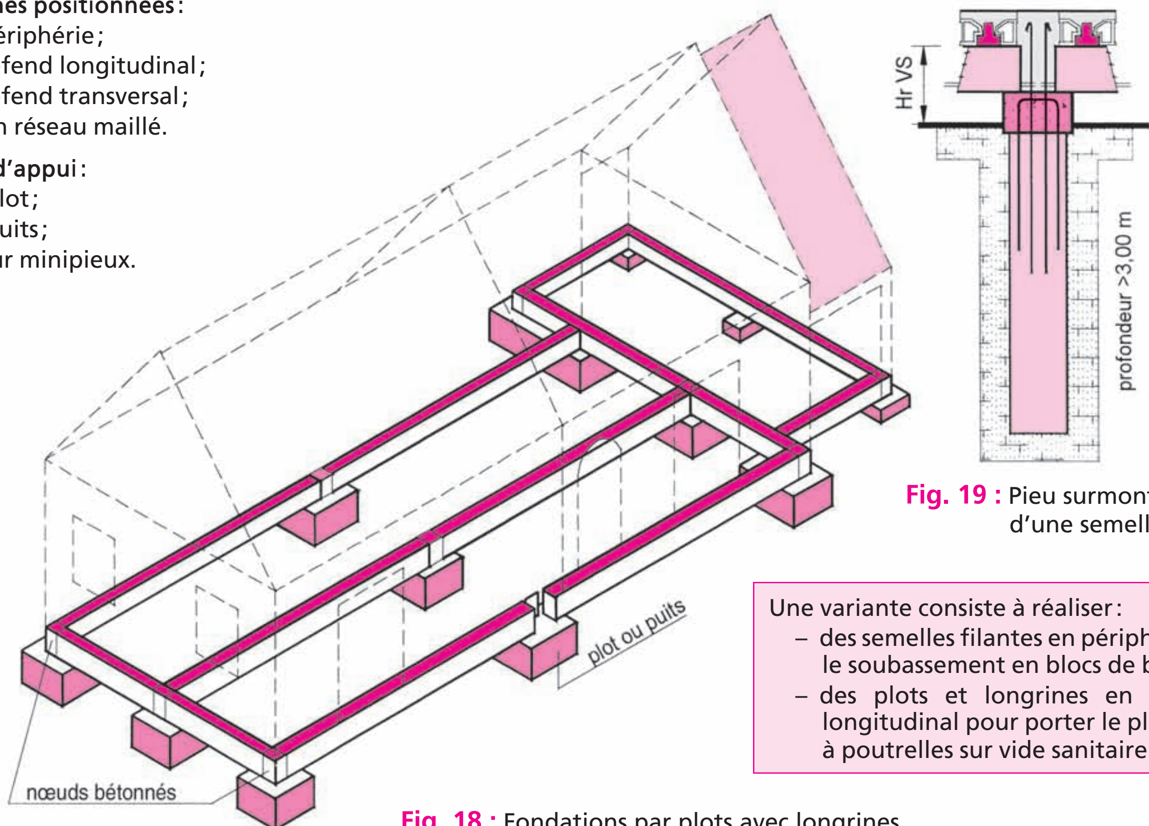


Fig. 19 : Pieu surmonté d’une semelle

Une variante consiste à réaliser :
- des semelles filantes en périphérie et le soubassement en blocs de béton
- des plots et longrines en refend longitudinal pour porter le plancher à poutrelles sur vide sanitaire

Fig. 18 : Fondations par plots avec longrines périphériques et en refend longitudinal

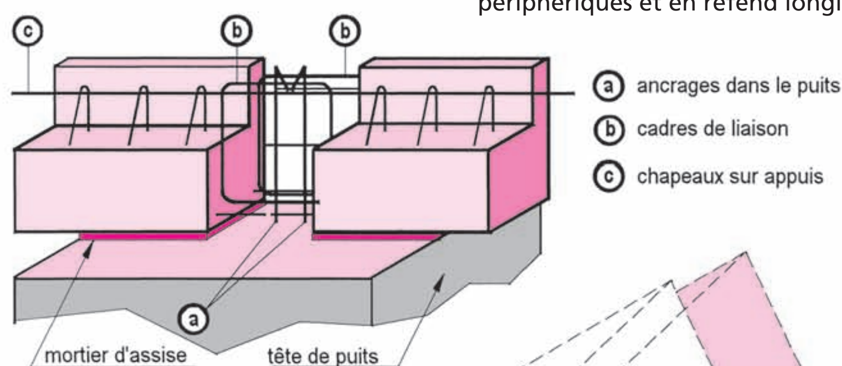


Fig. 20 : Nœud d’assemblage

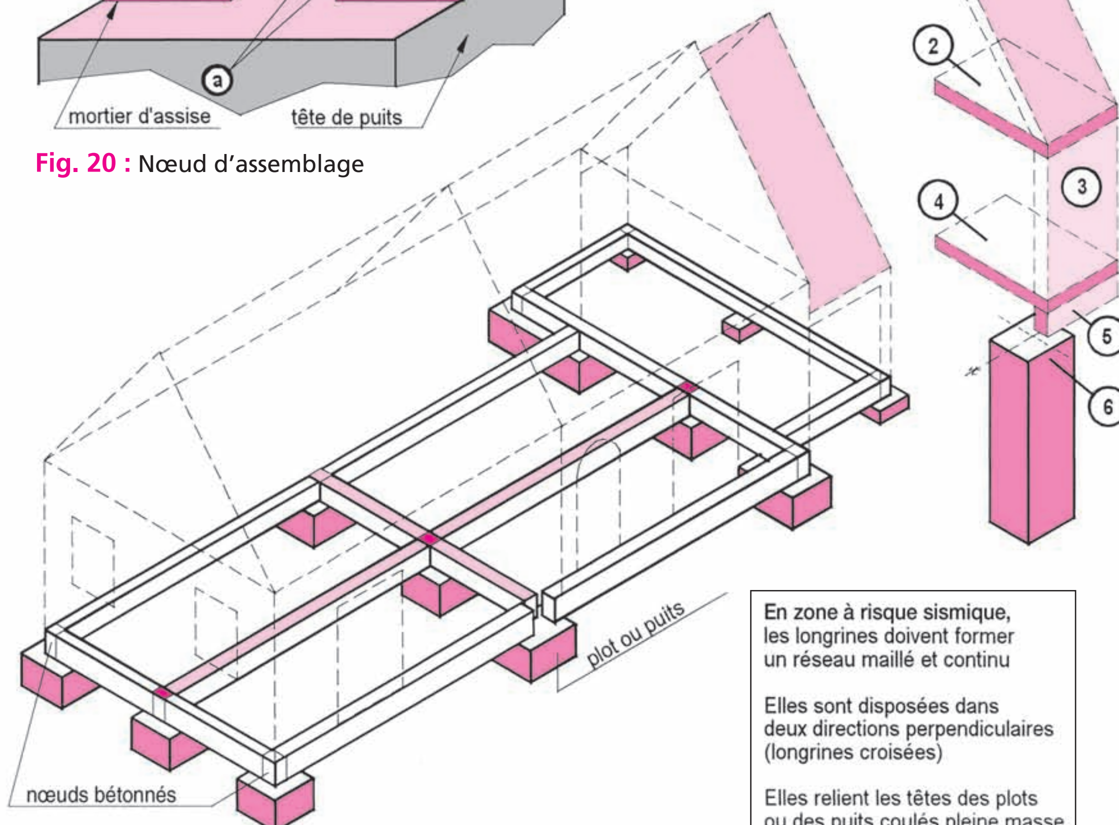
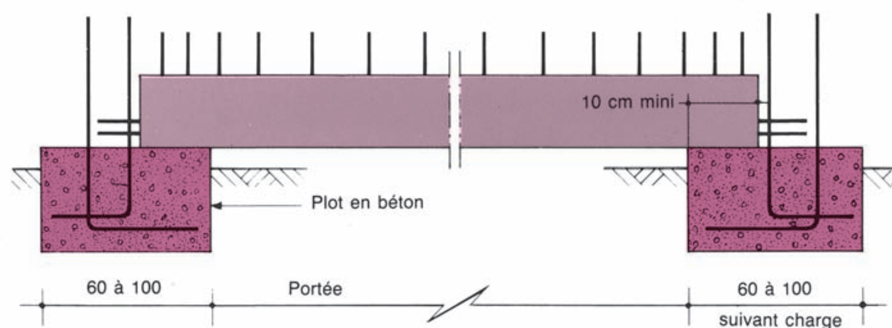


Fig. 21 : Fondations par plots et longrines croisées en refend

Points d'appui de longrines et armatures sur appuis : exemples d'adaptation



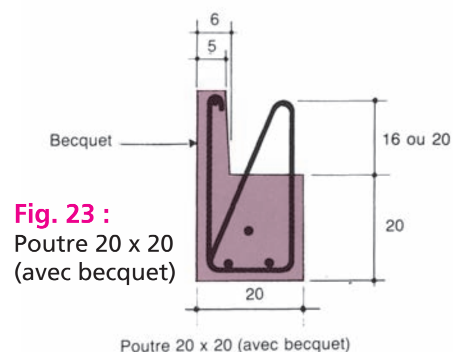


Fig. 23 : Poutre 20 x 20 (avec becquet)

Fig. 22 : Longrine appuyée sur plots à profondeur hors gel en terrain sensiblement horizontal et homogène

longrines appuyées sur plot et sur poteau

chapeau

chapeau

Vide sanitaire

poteau BA

semelle

plot

puits en gros béton

poutre plate incorporée dans la dalle portée

massif rectangle

plot

Lg 1

plot

Lg 2

puits + poteau

Lg 3

puits + poteau

VS

poteaux

plots

terrain

semelles

puits

longrines appuyées sur des plots

chapeau de rive

chapeau

longrines appuyées sur des plots

chapeau de rive

Vide sanitaire

Vide sanitaire

Fig. 27 : Schéma de ferraillage avec chapeaux sur appuis pour la continuité des longrines

Implantation des plots ou des puits

- **Le plan de masse** sert à l'implantation de la maison.
- **Le géomètre** a préalablement mis en place les bornes du rectangle enveloppe de la maison s'il s'agit d'un lot viabilisé.
- **Le bureau d'études** précise les données par un plan de repérage (fig. 34) qui sert pour les travaux :
  - de terrassement des points d'appui ;
  - de bétonnage du gros béton des puits et de la cote d'arase ;
  - de positionnement des longrines par les cotations et les niveaux. Les plots sont implantés suivant leurs axes.
- **La section des puits** est déterminée par la descente de charges et par la pression admise sur le sol, entre 0,1 et 0,25 MPa en général pour les sols homogènes.
- **Les distances entre axes des puits** dépendent de la portée maximale de la longrine pour une charge donnée par mètre (cf. exemple traité au paragraphe suivant n° 5).
- **Les axes des puits sont repérés** par des piquets repères.
- **Le contour du plot ou du puits** est tracé à la bombe de couleur sur le sol décapé pour le travail de l'engin de terrassement avec godet ou tarière suivant la section du puits.

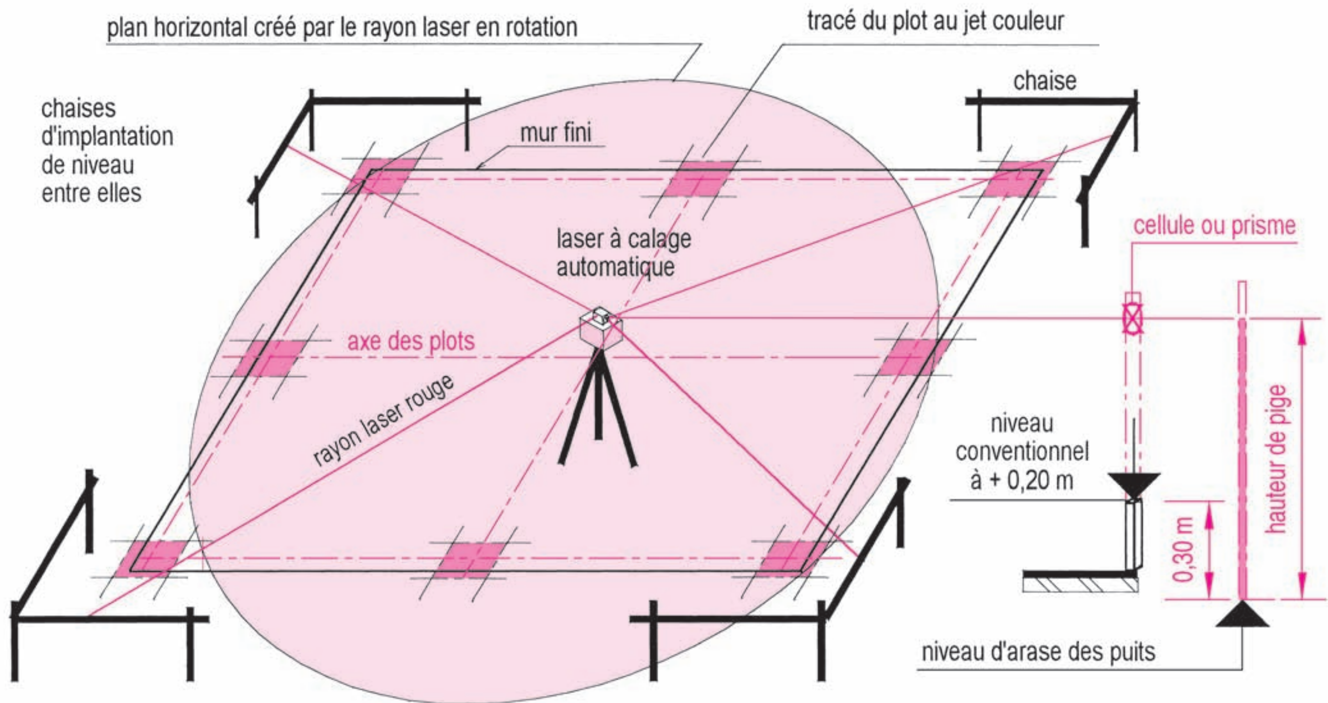


Fig. 28a : Laser tournant à rayon infrarouge qui génère un plan horizontal

Arase des puits pour l'assise des longrines

- **Le niveau d'assise est défini** à partir d'une borne repère de niveau et en tenant compte du niveau fini du rez-de-chaussée qui doit être surélevé de 0,15 m au moins du sol extérieur.
- **Le choix du niveau d'arase des puits** permet d'obtenir :
  - soit des longrines partiellement enterrées par rapport aux abords de la maison ;
  - soit des longrines complètement apparentes.
- **Le niveau laser tournant** détermine un plan horizontal qui sert de référence pour le niveau d'arase des têtes de puits comme représenté à la figure 28a.
  - **En terrain sensiblement plat,** l'arase se situe environ entre 5 et 20 cm en contrebas du sol décapé pour éviter tout coffrage.
  - **En terrain en pente,** les puits coulés en gros béton s'arrêtent au niveau du sol et sont surélevés par un plot coffré ou un poteau greffé en cas de pente accentuée.

Bétonnage des puits ou des plots

On utilise un gros béton de type BPS (béton à propriétés spécifiées) :
- classe d'exposition de type XC2 (terrain humide) ;
- granulats de diamètre 22,4 mm ;
- ciment dosé à 300 kg de ciment par m^3 en vue d'une résistance de l'ordre de 20 MPa très suffisante en compression ;
- classe d'affaissement S2 de 50 à 90 mm au cône d'essai.

En cas de pieux et béton acheminé à la pompe, les granulats sont fonction du bon écoulement du béton dans les conduites.

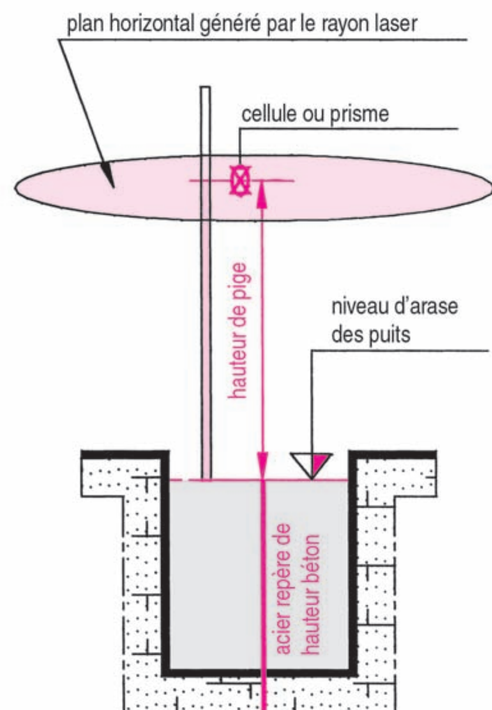


Fig. 28b : Hauteur d'arase des massifs et des plots

Manutention et mise en place des longrines

- **Le tracé sur l'arase du puits** précède l'étalement du lit de mortier hydrofugé bien nivelé pour l'appui des longrines.

- **Les contrôles de l'horizontalité et de l'alignement** sont toujours recommandés pour rentrer dans les tolérances de pose de l'ordre de ± 5 mm sur une longueur de 3 m suivant les trois directions de l'espace.

- **Les longrines stockées** sur chevrons sont reprises en bout de flèche par l'engin de levage du chantier (pelle mécanique ou autre), puis positionnées sur l'arase en mortier et réglées.

Armatures complémentaires et bétonnage du nœud

- **La liaison entre longrines nécessite :**
  - **des armatures en équerre** à la liaison façade-refend (fig. 31) ;
  - **des équerres en angle** disposées de façon à éviter la poussée au vide du béton (fig. 32) ;
  - **des aciers crossés en forme de U** sont parfois ajoutés transversalement dans le nœud pour assurer un rôle de liaison par recouvrement (fig. 30) ;
  - **des aciers en chapeaux** assurent la continuité des longrines en ligne (fig. 20, 27 et 30). Ils sont placés à la partie supérieure du plancher ou du chaînage, comme pour des poutres classiques.

- **Le coffrage simple des parois** s'effectue en utilisant des panneaux coffrants maintenus par des serre-joints.

- **Le béton est soigneusement vibré** pour un enrobage correct des aciers d'au moins 3 cm (extérieur).

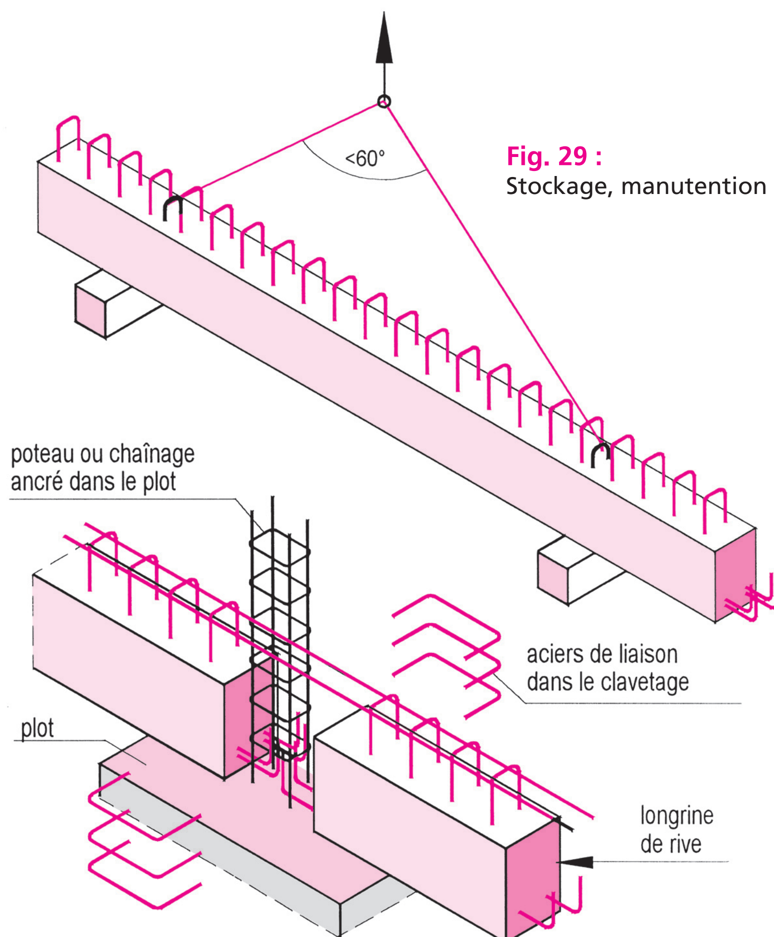


Fig. 29 : Stockage, manutention

Fig. 30 : Longrine en ligne et liaison au nœud avec chapeaux

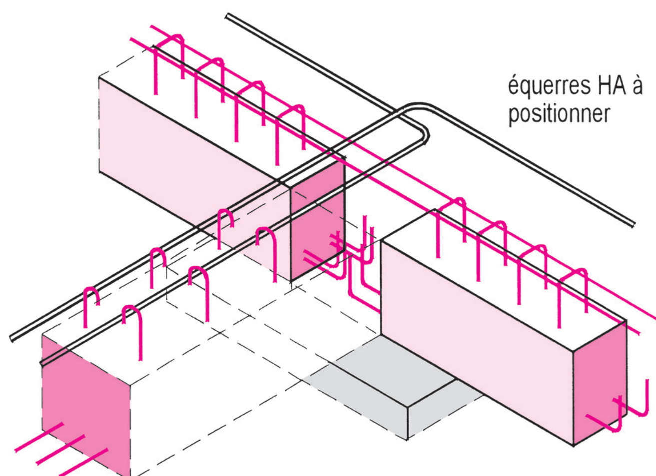


Fig. 31 : Liaison des longrines de rive et refend

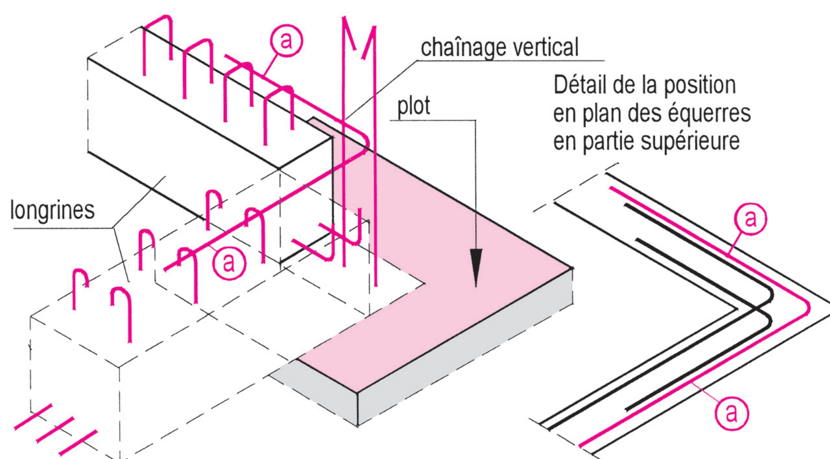


Fig. 32 : Liaison des longrines de rive situées en angle

Cas de chargement de longrines

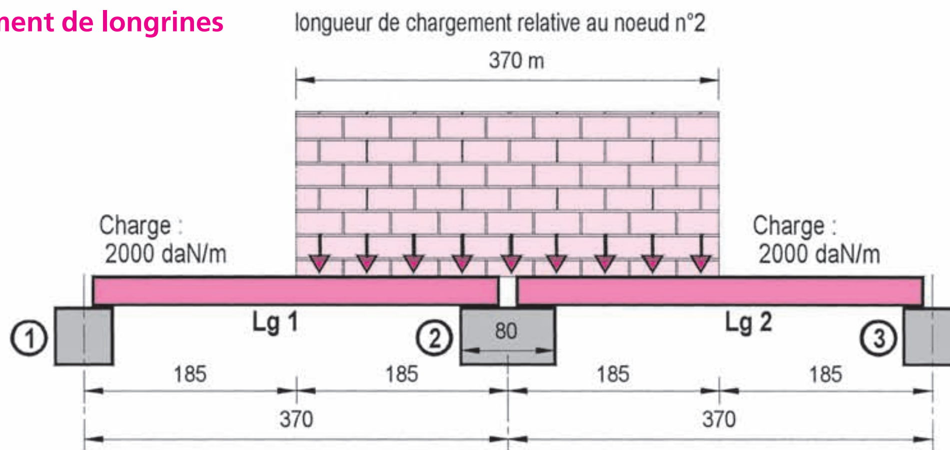


Fig. 33 : Chargement transmis par les longrines Lg1 et Lg2 sur le massif n° 2

Détermination du massif n° 2 avec son poids propre négligé

Charges appliquées :
3,70 m x 2000 daN/m = 7400 daN

Poids propre de longrine :
0,20 x 0,20 x 3,70 x 2500 = 370 daN

Charge totale : 7400 + 370 = 7770 daN
--> charge arrondie à 8000 daN

Dimension du massif n° 2 :

- largeur du godet de la pelle : 50 cm
- pression admise sur le sol : 2 daN/cm²
- longueur nécessaire :
  8000 / (50 x 2) = 80 cm

Fig. 34 : Plan de repérage des massifs implantés suivant leurs axes, et des charges appliquées par mètre de longrine

Tableau de détermination de la longueur d'un massif de fondation

- **Données pour un avant-projet :**
  - **pression admise** sur le sol : 2 daN/cm² ou 0,2 MPa ;
  - **largeur du massif** *a priori* : 50 cm ;
  - **travées considérées isostatiques** (pas de continuité entre longrines) ;
  - prise en compte d'un poids propre de longrine de 125 daN/m ;
  - poids du massif non pris en compte (influence de la profondeur).

- **Descente de charges**
  - Elle s'effectue suivant les valeurs prises pour les charges permanentes et d'exploitation.
  - Les charges verticales sont prises en compte mais l'effet du vent est souvent négligé sur les parois.
  - **Contrôle de la pression sur le sol :**
    L'action finale sur le sol à la base d'un massif ou d'un puits se détermine par : somme des charges appliquées + poids du massif.

- **Tableau des longueurs des massifs, exprimées en centimètres, en fonction de la charge par mètre de longrine**

Charge en daN par mètre de longrine	Longueur de chargement des longrines sur le massif (m)																
	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
1 000	22	25	28	30	33	36	39	41	44	47	50	52	55	58	61	63	66
1 500	32	36	40	44	48	52	56	60	64	68	72	76	80	84	88	92	96
2 000	42	47	53	58	63	68	74	79	84	89	95	100	105	110	116	121	126
2 500	52	59	65	72	78	85	91	98	104	111	117	124	130	137	143	150	156
3 000	62	70	78	85	93	101	109	116	124	132	140	148	155	163	171	178	186
3 500	72	81	90	99	108	117	126	135	144	153	162	171	180	189	198	207	216
4 000	82	92	103	113	123	133	144	154	164	174	185	195	205	215	226	236	246
4 500	92	104	115	127	138	150	161	173	184	196	207	219	230	242	253	265	276
5 000	102	115	128	140	153	166	179	191	204	217	230	242	255	268	281	293	306

Exemple de lecture

Exemple de lecture	Cas d'utilisation A	Cas d'utilisation B
Pression admise sur le sol : **2 daN/cm²** Longueur de chargement : 4,00 m Charge sur longrine : 3 000 daN/m Dimensions du massif : 0,50 m x 1,24 m	Pression admise sur le sol : **1,5 daN/cm²** Longueur de chargement : 4,00 m Charge : 3 000 daN/m Longueur de massif : 1,24 x 1,333 = 1,66 m	Pression admise sur le sol : **1 daN/cm²** Longueur de chargement : 4,00 m Charge : 3 000 daN/m Longueur de massif : 1,24 x 2 = 2,48 m

Contrôle pour le cas d'utilisation A :
- Charge sur le massif : 4,00 m x 3 000 daN/m = 12 000 daN
- Poids de longrine : 125 daN/m x 4,00 = 500 daN
- Total sur la tête de massif : 12 500 daN
- Pression admise sur le sol : 1,5 daN/cm² ou 0,15 MPa
- Longueur de massif de largeur 50 cm

$$\frac{12\,500}{50 \times 1{,}5} \approx 166 \text{ cm}$$

Autre exemple avec même cas de chargement
- Pression admise sur le sol : **3 daN/cm²** au lieu de **2 daN/cm²** du tableau précédent
- Longueur du massif dans le rapport 2/3 ou 1,24 m x 2/3 = 0,83 m

Massifs ou plots de fondation implantés en rectangle et le choix des dimensions

Les massifs de section rectangulaire sont positionnés à chaque angle et à chaque intersection de files de longrines.

Le choix d'une section en forme de rectangle allongé permet de réduire la portée libre de la longrine la plus sollicitée.

Les plots sont le plus souvent espacés de moins de 4 m d'axe en axe de façon à obtenir une petite section de longrines en béton armé ou en béton précontraint.

La largeur des massifs est de 50, 60 ou 70 cm selon les charges à supporter, la nature du sol et ses caractéristiques.

Le concepteur recherche le maximum de longrines de mêmes dimensions (longueur et section) pour concevoir l'implantation.

Le principe de conception consiste à faire travailler le sol à une pression identique sous chacun des plots.

Cet objectif d'équilibrage limite les tassements différentiels et les risques de désordres consécutifs aux fissurations.

L'implantation et le dimensionnement des massifs rectangulaires sont faciles dans le cadre des maisons individuelles.

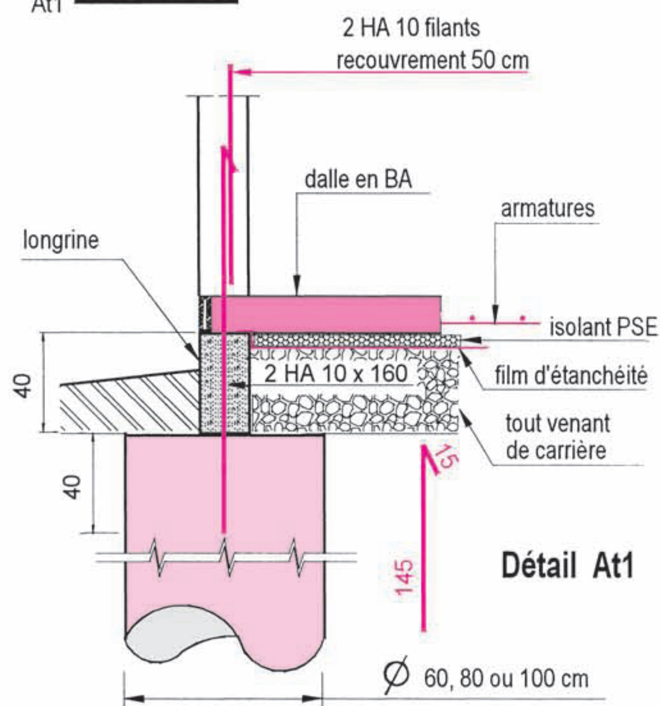
Dans le cas fréquent de fondations par semelles continues, les pressions sur le sol sont souvent inégales en raison du mode de chargement.

Exemples :
- **Zones très sollicitées** soumises à des charges concentrées telles que jambages de baies ou appuis de fermes traditionnelles ou de poutres porteuses de plancher.
- **Zones peu chargées** au droit des seuils de portes de garage ou des allèges de fenêtres.

Choix des dimensions
Exemples indicatifs effectués à partir du plan de repérage (fig. 34) et des valeurs interprétées sur le tableau précédent.

n° du massif	Longueur de chargement	Charge (daN/m)	Longueurs interprétées (cf. tableau)	Choix et arrondis (m)
1 & 3	1,85	1 000	0,20	0,70
	1,85	2 000	0,40	
2	3,70	2 000	0,79	0,90
4	1,85	1 000	0,20	1,30
	1,85	1 200	0,25	
	1,85	4 000	0,75	
5	3,70	4 000	1,54	1,70

- **Lg n°** : repérage des longrines préfabriquées
- **At n°** : ancrages en attente
- Diamètre des puits en cm
  (ex : 80 ou 100 cm)
- Massifs de section rectangulaire
  (ex : 50x100 cm)
- Zones du plancher bas
  - surface habitable (repère a)
  - garage (repère b)
- Localisation des puits ou des massifs :
  - angles de la construction rentrants ou sortants
  - en ligne en porteurs intermédiaires de longrines
- Cotes d'implantation des puits par leurs axes



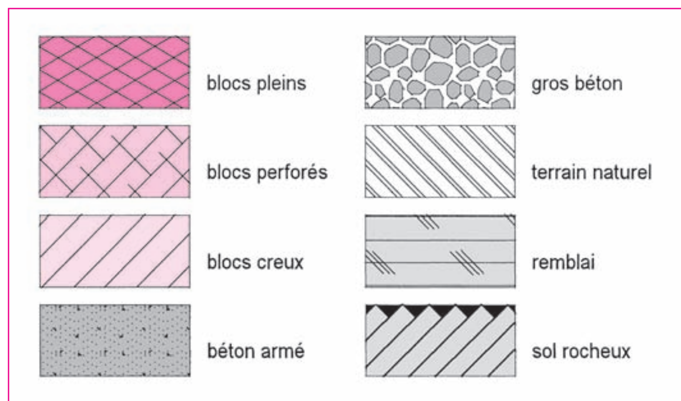
Rôle du bureau d'études béton armé

Il effectue la descente de charges sur chaque longrine en **béton armé** et détermine les sections de béton et d'aciers.

Il élabore un carnet de feuillets relatifs à chaque type de longrine avec les détails d'armature pour l'exécution des ouvrages.

Il **précise** la **légende adoptée sur les plans et les hypothèses de l'étude sur les matériaux, le sol et les charges.**

Légende (fig. 37)



Hypothèses de l'étude

Bétons pour béton armé (type BPS) :

– résistance caractéristique en compression à 28 jours :

$f_{c28} = 25$ MPa

Aciers

– acier à haute adhérence (HA) à résistance caractéristique : $f_e = 500$ MPa

Exemple : HA 8 (acier haute adhérence de diamètre 8 mm)

– acier doux pour les anneaux de levage : $f_e = 235$ MPa
– treillis soudés en panneaux : $f_e = 500$ MPa
– rayon de courbure des crochets des aciers principaux : 5,5 ∅ pour HA et 3 ∅ pour les aciers doux
– enrobage minimal des aciers : 3 cm (extérieur) et 2 cm (intérieur)
– **Résistance du sol** : 0,2 MPa ou 2 daN/cm²
– **Charges d'exploitation** :

Zone habitable : 150 daN/m²

Zone garage : 250 daN/m²

Exemple : armatures de la longrine Lg3 (fig. 38)

Fe500(HA) 18 kg
Fe235(Dx) 2 kg
Enrobage (cm) G=3 D=3
Béton (B25) = 0,214 m³

Chantier « les Iris » : Fondations
Longrine Lg3 : (Section 20 x 40)

38 — 268 — A

3 — 5 — 6 — 7 — 1 — 2 — 8 — A

38 — 268
30 — 52 — 164 — 52 — 30
Prefa 20x40 L=328 (656 kg)
80 — 268 — 80
11 — 16 — 25 — 25 — 16 — 11
5.5 — 2x13 — 20 — 2x30.5 — 20 — 2x13 — 5.5

40 — 4 — 20 — A-A

1	2HA12	l=344	344	5	2HA6	l=105	34 14
2	2HA10	l=344	344	6	2HA6	l=105	34 14
3	2HA6	l=366	344	7	2Ø10	l=151	44
4	15HA6	l=105	34 14	8	2HA6	l=344	344

doc. : Bureau d'études techniques béton armé (Ingénierie Béton Armé)

Fig. 38 : Détails de l'armature de la longrine Lg3 de section 20 x 40

8. Cas d'une maison à combles aménagés

Données de départ

- **Le sol porteur** après creusement à la pelle se situe entre 1,30 m et 1,50 m environ en dessous du niveau du terrain naturel.
- **Le choix des fondations** s'oriente en conséquence vers une solution de fondations par plots et longrines.
- **La descente de charges** s'effectue en prenant en compte les charges transmises par :
  - le plancher bas à poutrelles ;
  - le plancher de l'étage supporté par des murs et une poutre en retombée.
- **Un vide sanitaire ventilé est prévu.**

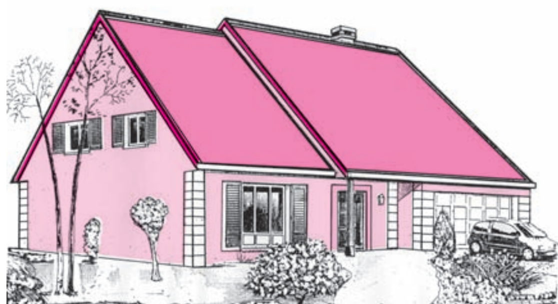
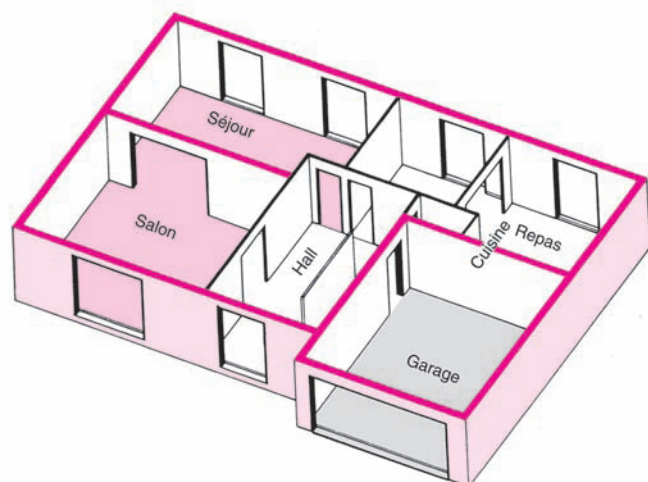


Fig. 39 : Vue perspective du pavillon avec garage

La structure porteuse par murs, poteaux, poutres et planchers est déterminante pour l'implantation des fondations (semelles, plots ou puits).



Implantation des plots

Elle dépend :
- de la position des angles de la maison ;
- des emplacements des murs de refend ou des poteaux ;
- de la portée des longrines en béton armé ou en béton précontraint en fonction de leur section ;
- du sens de pose des poutrelles pour limiter leur portée.

Choix possibles du système de fondations

- **Solution longrines**

Elles sont implantées en périphérie et en refend longitudinal (fig. 43). Il s'ensuit un moindre coût pour le terrassement.

- **Solution mixte : semelles et plots** (fig. 45)

Les semelles filantes sont en périphérie et un soubassement en blocs de béton sera réalisé. Cette ceinture limite le vide sanitaire et le système par plots et longrines se réalise à l'intérieur.

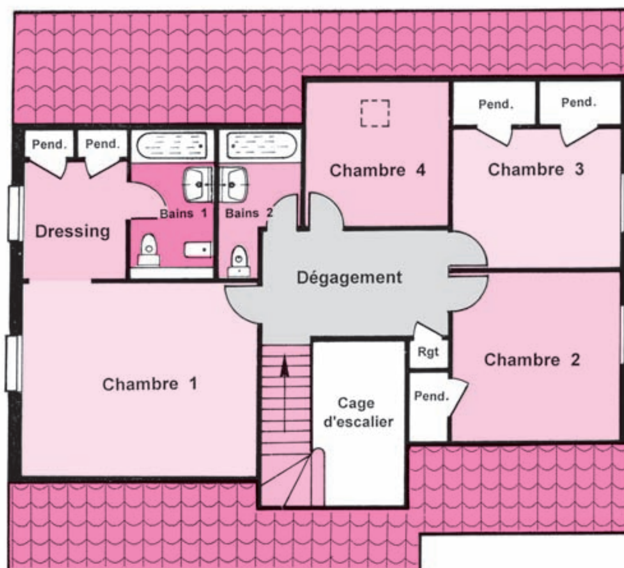
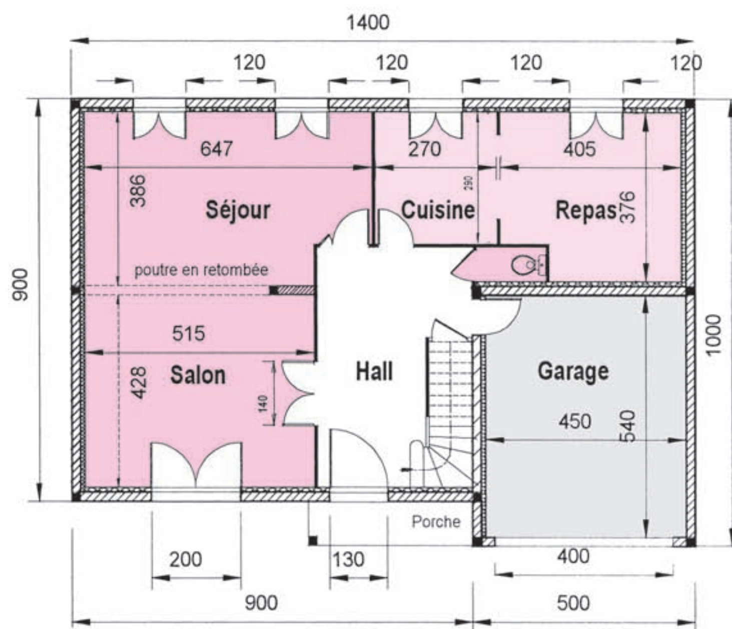
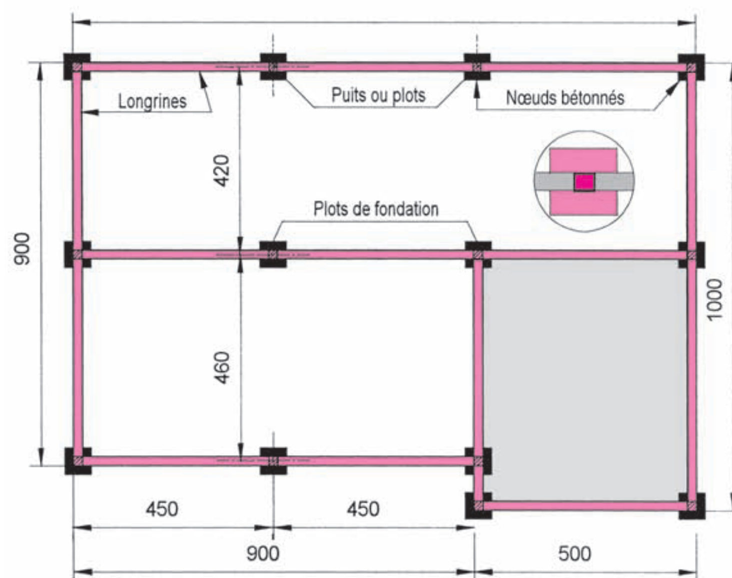


Fig. 41 : Plan sommaire de l'étage





Longrines sur plots bétonnés, terre-plein et dalle en béton armé portée

① Longrine sur plot bétonné

② Terre-plein en tout-venant 0/40 mm

③ Film anti-capillarité en polyane d'ép. 200 microns

④ Plots ou puits de fondation

⑤ Panneaux en polystyrène expansé d'ép. 50 mm et de dimensions 1,20 m x 2,50 m

⑥ Armatures de renforts du dallage
- exemple : 6 HA 12 filants

⑦ Treillis soudés de la dalle en béton armé

⑧ Planelles scellées à la périphérie de la dalle
- dimensions en cm (ép. x h x L) : 5 x 12 x 50

⑨ Dalle en béton armé de 12 cm d'ép.
- béton de type C25/30
- résistance en compression : 25 MPa

Exemple :
Désignation : ST 25
Mailles : 150 mm x 300 mm
Diamètre des fils longitudinaux : 7 mm
Diamètre des fils transversaux : 7 mm

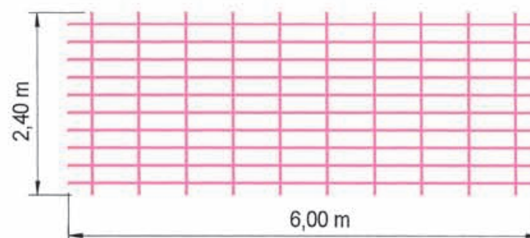


Fig. 44 : Panneau de treillis soudés de structure

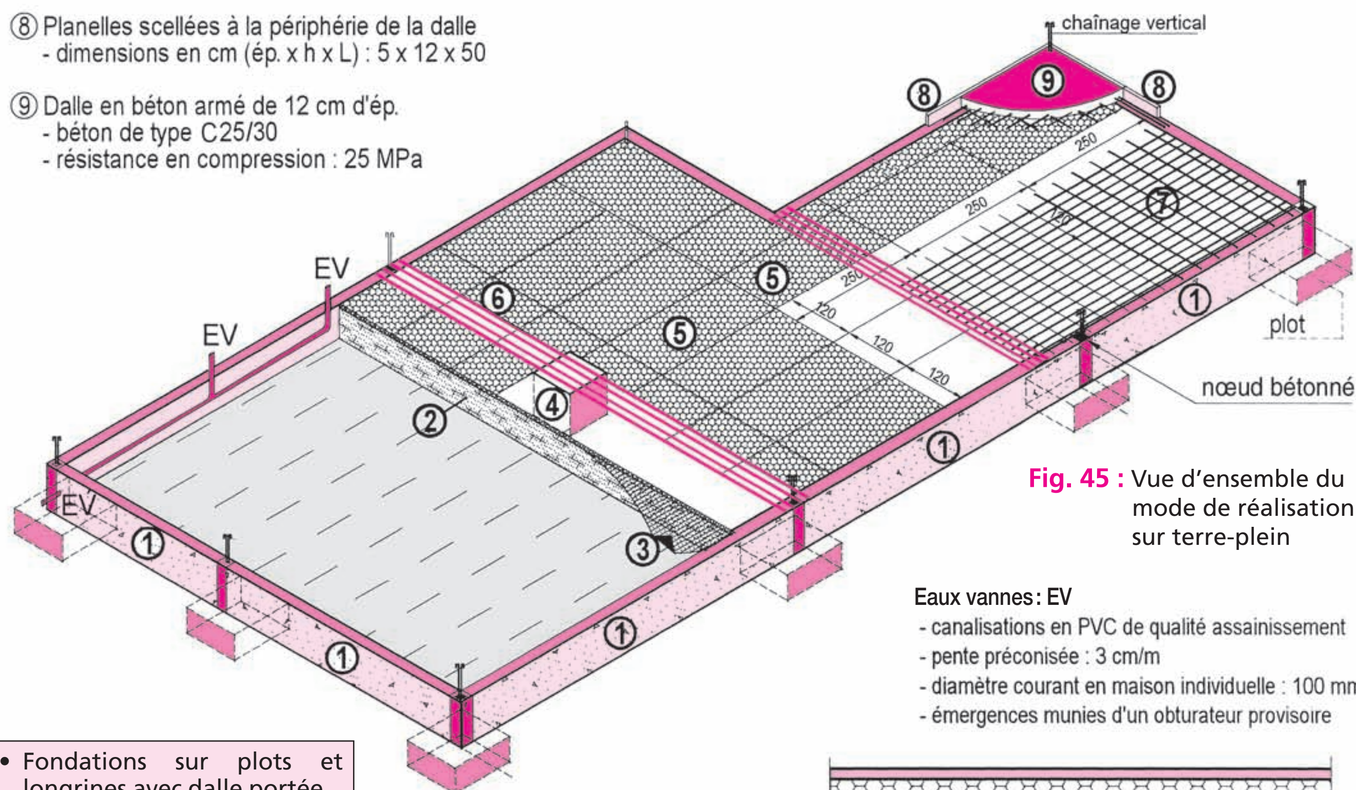


Fig. 45 : Vue d'ensemble du mode de réalisation sur terre-plein

Eaux vannes : EV
- canalisations en PVC de qualité assainissement
- pente préconisée : 3 cm/m
- diamètre courant en maison individuelle : 100 mm
- émergences munies d'un obturateur provisoire

- Fondations sur plots et longrines avec dalle portée
- Le terre-plein sert de coffrage du plancher en dalle pleine

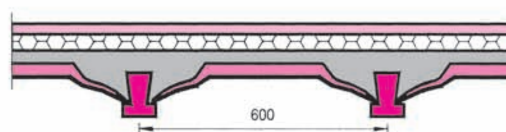


Fig. 46 : Plancher avec dalle flottante sur isolant

Longrines et plancher sur vide sanitaire

① sol naturel

② plot ou puits bétonné

③ longrine de rive à becquet

④ longrine intérieure

⑤ noeud de jonction

⑥ chaînage

⑦ poutrelle

⑧ dalle de compression

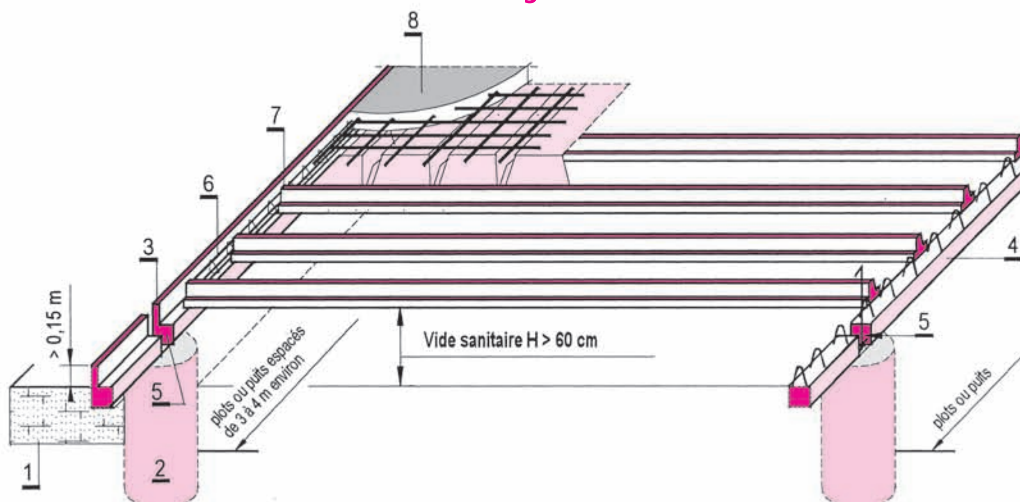


Fig. 47 : Fondations sur puits ou plots, longrines et plancher à poutrelles sur VS

Caractéristiques d'utilisation des planchers sur VS avec dalle flottante (doc. : RECTOR)

(150 +220) daN/m²	Travée en appuis libres (AL)		Travée avec appuis semi-encastrés (ASE)		
Portée (m)	**Épaisseur h + e (cm)**	**Litrages (l/m²)**	**Épaisseur**	**Litrage (l/m²)**	**Étaiement**
0,90 à 3,80	12 + 4	60	12 + 4	60	aucun
3,90 à 4,20	12 + 4 (J)	63	12 + 4	60	aucun
4,30 à 4,40	12 + 4	60	12 + 4	60	aucun
4,50 à 5,00	12 + 4 (J)	63	12 + 4 (J)	63	aucun
(J) : jumelé					

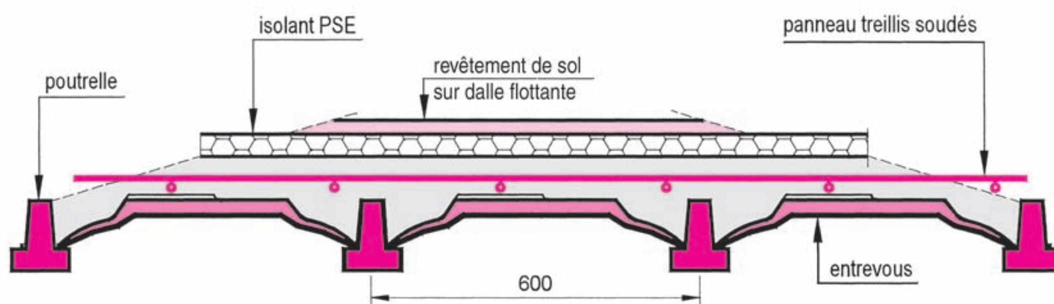


Fig. 48 : Plancher sur vide sanitaire avec dalle flottante sur isolant

Entrevous du plancher type Rectolight

- **Fabrication**

Ils sont fabriqués à partir de copeaux de bois soigneusement sélectionnés, calibrés et assemblés pour obtenir (fig. 49) :
  - une surface lisse sans aspérité pour les manutentions ;
  - la rigidité du composant et sa robustesse ;
  - la non-variation aux changements climatiques grâce à son homogénéité ;
  - la résistance réglementaire au poinçonnement-flexion > 150 daN/m² ;
  - le rapport légèreté-résistance par une masse < 5 kg/m d'entrevous, qui est un atout apprécié du personnel de chantier lors de la mise en place ;
  - la texture boisée et le coloris bois, qui confèrent à la sous-face un aspect agréable à l'œil.

- **Caractéristiques des entrevous du plancher type Rectolight**
  - **Les bossages placés sur le haut de l'entrevous** constituent un calage pour l'enrobage correct du treillis soudé. Les cales ne sont plus nécessaires, ni le soulèvement des nappes du treillis lors du coulage du béton.
  - **Les obturateurs d'about** sont verticaux et préservent l'espace réservé aux chaînages ou aux poutres coulées sur place (fig. 50).
  - **Les ponts thermiques** peuvent être corrigés par des rupteurs de rive et d'about en PSE.

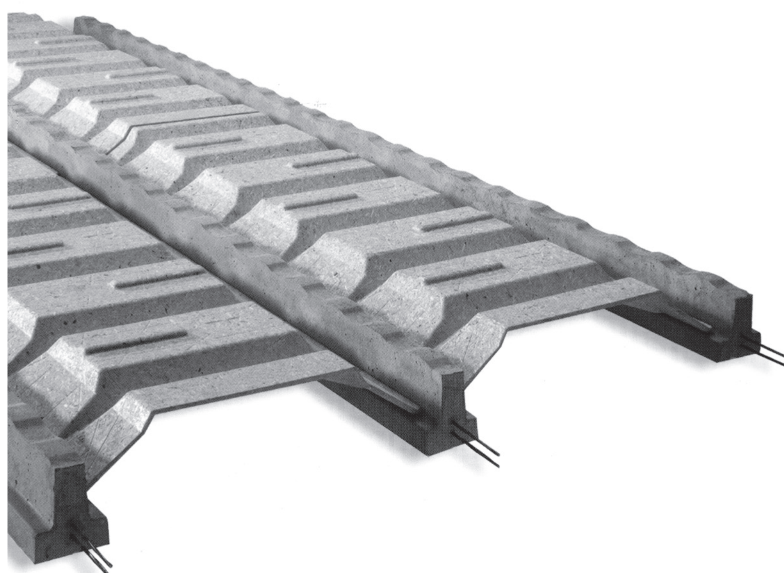
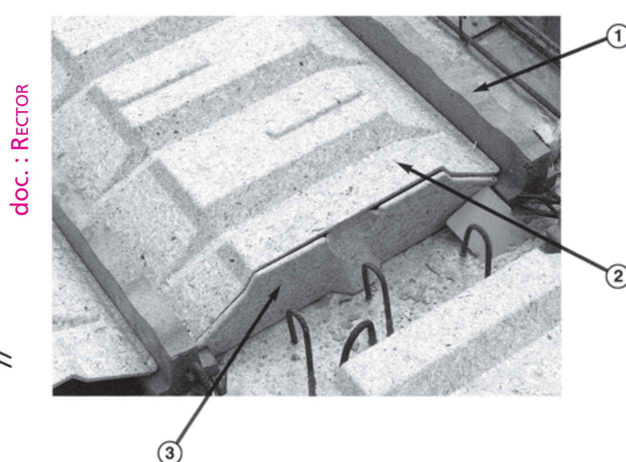


Fig. 49 : Vue perspective poutrelles et entrevous

doc. : RECTOR



1 Poutrelles moulées de masse 13,5 à 19 kg/ml

2 Entrevous : L = 1,20 m ; h = 12 et 16 cm

3 Obturateur d'about autostable

Fig. 50 : Détails d'assemblage avec obturateur

Procédés de terrassement

- **Terrassement des plots et massifs à la pelle hydraulique**

Types d'équipement :

- en benne

  Elle peut être placée dans l'orientation souhaitée.

  Les coquilles armées de dents permettent de terrasser et d'extraire les déblais.

  La pelle peut se placer à cheval, en position oblique ou perpendiculairement au massif à terrasser.

- en rétro

  L'engin est positionné en ligne et assure la rotation pour déposer les déblais.

  Le choix du godet est adapté au terrain à excaver et aux travaux de tranchées, de creusage léger ou de défonçage de roches.

- **Terrassement des puits à la tarière classique**

Elle permet d'extraire les terres et de racler les parois avec utilisation d'accessoires spécifiques en fond et en latéral.

Elle est adaptée aux terrains consistants pour éviter le blindage de la paroi et les risques d'éboulement.

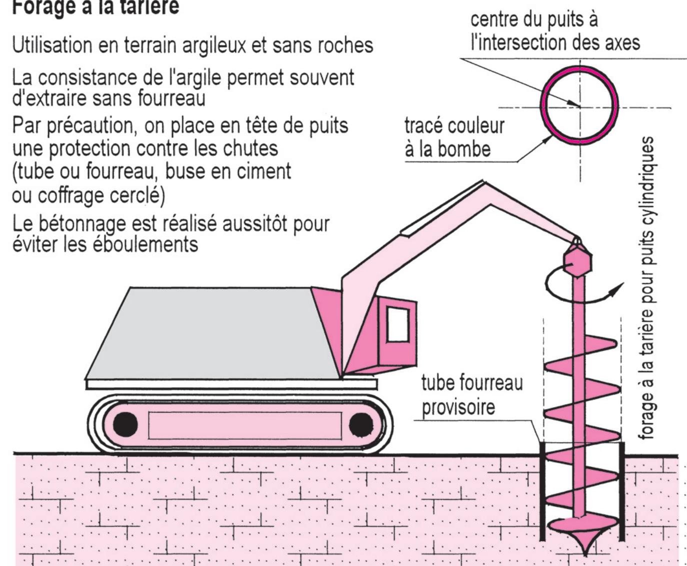


Fig. 51 : Forage du puits à la tarière

Principe de réalisation d'un puits ou d'un mini pieu en terrain difficile

Phases d'exécution forage et bétonnage (fig. 52)

1. Forage en rotation avec tarière et tube plongeur qui tournent et forent ensemble.
2. Forage terminé, le tube plongeur est bloqué en position.
3. La tarière extérieure remonte en dégageant deux lumières sur la paroi du tube plongeur pour la sortie du béton acheminé par le tube.
4. Bétonnage à la base et remontée de la tarière.
5. Suite des opérations jusqu'à la sortie du tube plongeur.
6. Dégagement des déblais collés à l'hélice de la tarière par un racleur.
7. Mise en place d'une armature par battage sur la hauteur ou seulement en tête de puits.
8. Achèvement du pieu.

Avantages du procédé

- Diamètres usuels : 0,40 à 1,00 m.
- Tarière et tube sont munis d'outils de coupe.
- Pas de tubage.
- Aucun risque d'éboulement de terrain.
- Béton coulé à la pompe par le tube plongeur.
- Cages d'armatures introduites après bétonnage.
- Contrôles assurés par des capteurs en fonction de la profondeur :
  - vitesse de forage ;
  - couple de forage ;
  - profil du puits ;
  - pression du béton.

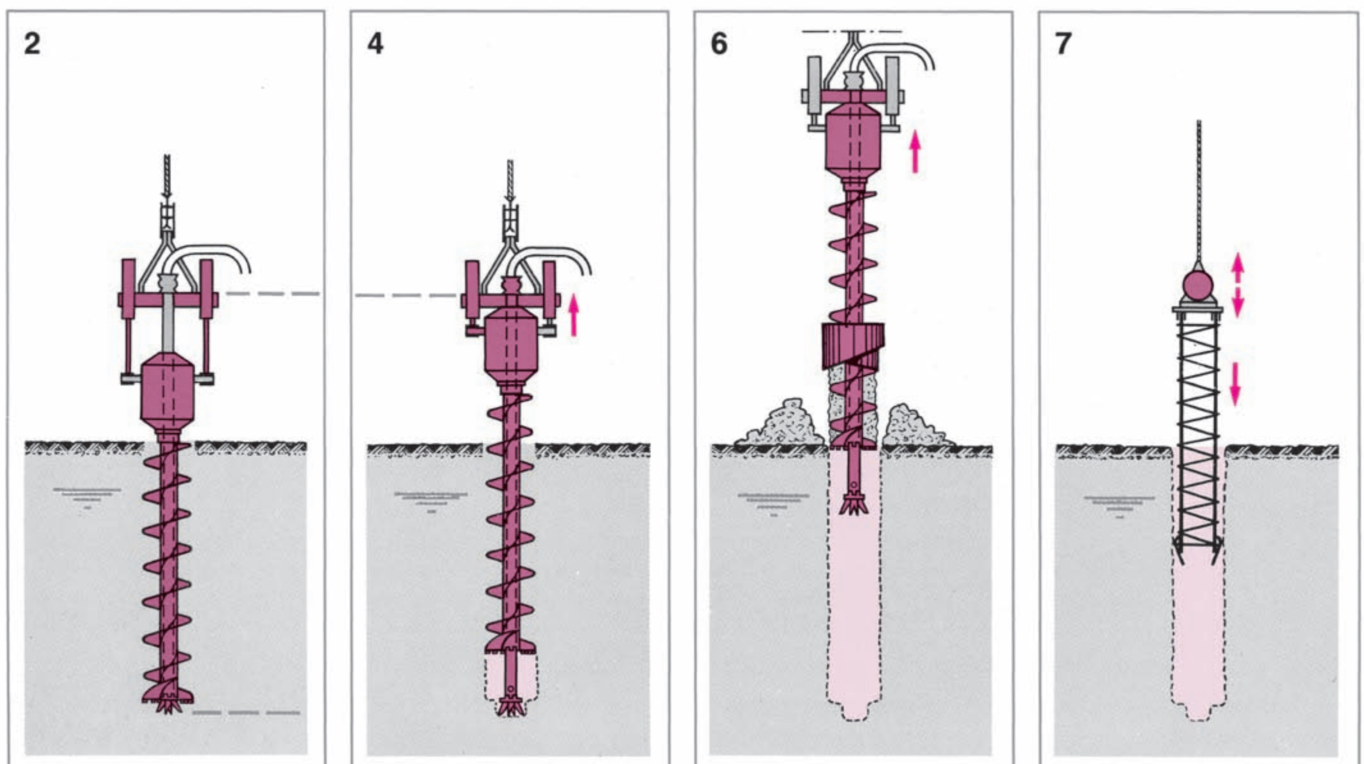


Fig. 52 : Principales phases d'exécution

Chapitre 11

Projet de construction, sondages et fondations

1. Plan du terrain et emprise du pavillon

- **Le plan de masse** permet d'effectuer la reconnaissance du sol en définissant :
  - les limites de la parcelle ;
  - l'emprise de la construction ;
  - la présence de constructions voisines ;
  - les niveaux du terrain naturel ;
  - les niveaux aux abords du projet.
- Il **sert à l'implantation des sondages** pour la reconnaissance des sols et pour déterminer le choix des fondations et leurs caractéristiques.

Fi

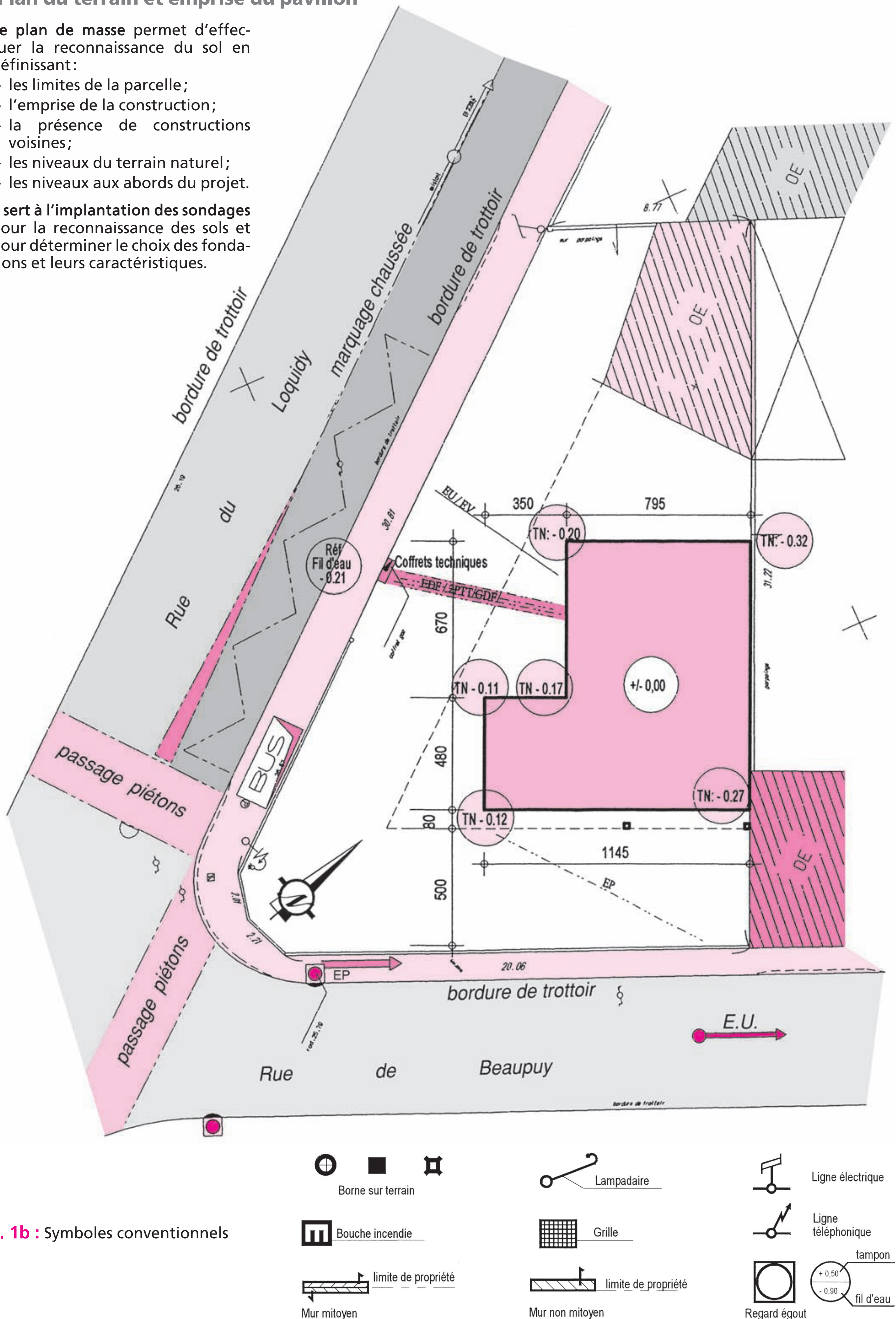


Fig. 1b : Symboles conventionnels

2. Élévation des façades

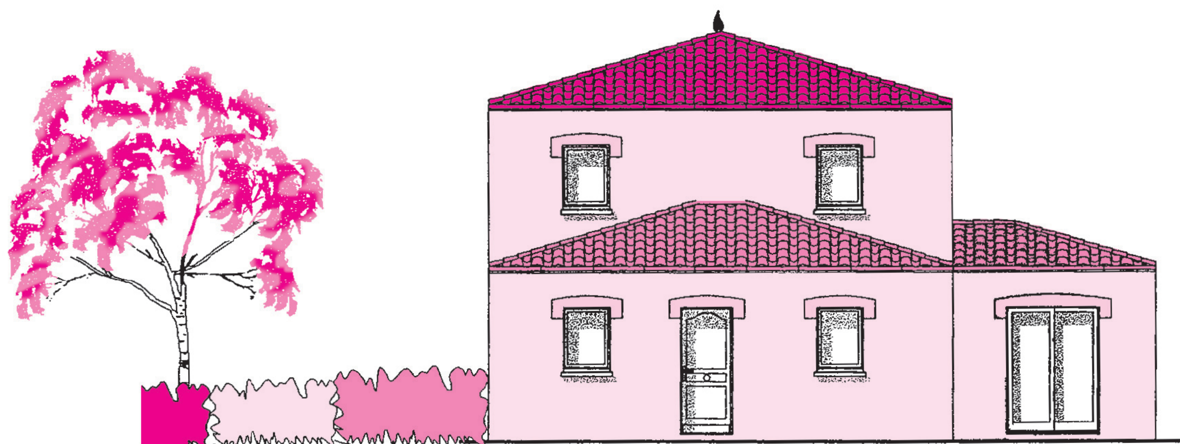


Fig. 2 : Façade Nord-Ouest

L'élévation des façades met en évidence les charges inégalement réparties sur la fondation en raison de la juxtaposition sur un même alignement d'une partie avec étage et d'une partie en simple rez-de-chaussée.

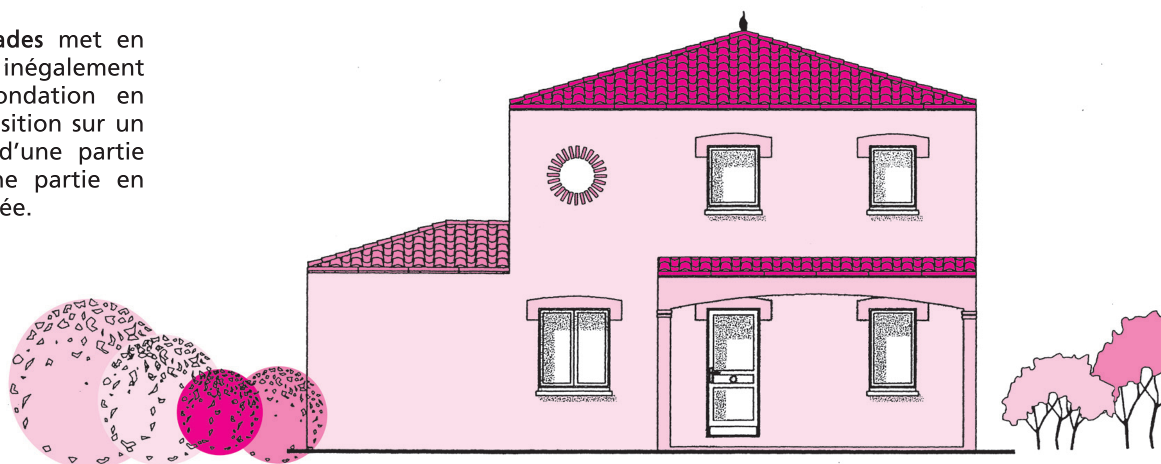


Fig. 3 : Façade Sud-Est

La présence ou non de baies dans les murs concernés détermine un circuit de chargement par les linteaux et les jambages (fig. 2 à 4) ou de murs en maçonnerie pleine (fig. 5) jusqu'au sol de fondation.

La descente de charges tient compte également des charges permanentes et d'exploitation du plancher haut et du plancher bas selon chaque mur de façade.

Les charges de la toiture (charpente et couverture) sont prises en compte par les appuis de fermes sous forme de charges concentrées en charpente traditionnelle.

La fondation doit assurer l'équilibre par sa rigidité longitudinale s'il s'agit de semelles filantes reposant sur sol homogène ou non.

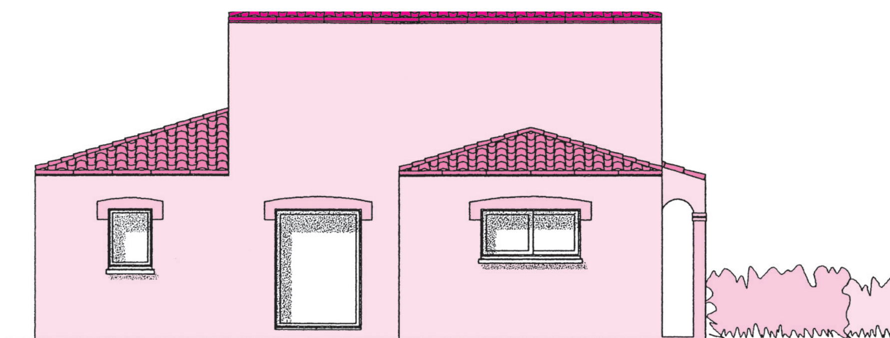


Fig. 4 : Façade Sud-Ouest

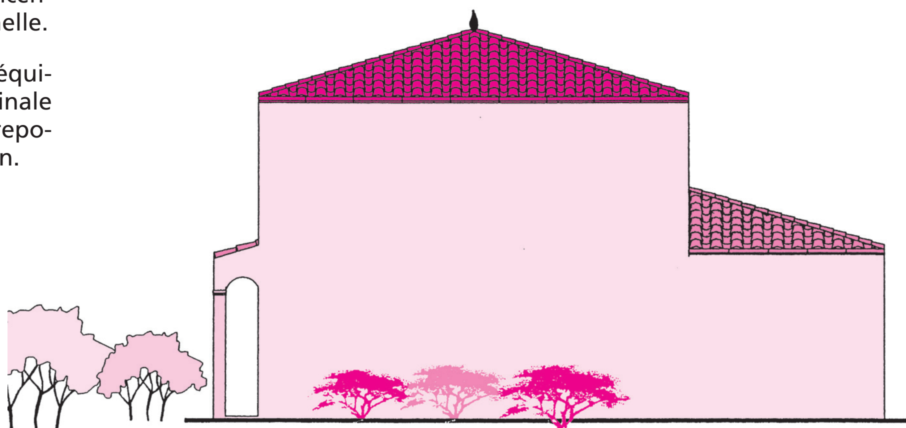


Fig. 5 : Façade Nord-Est

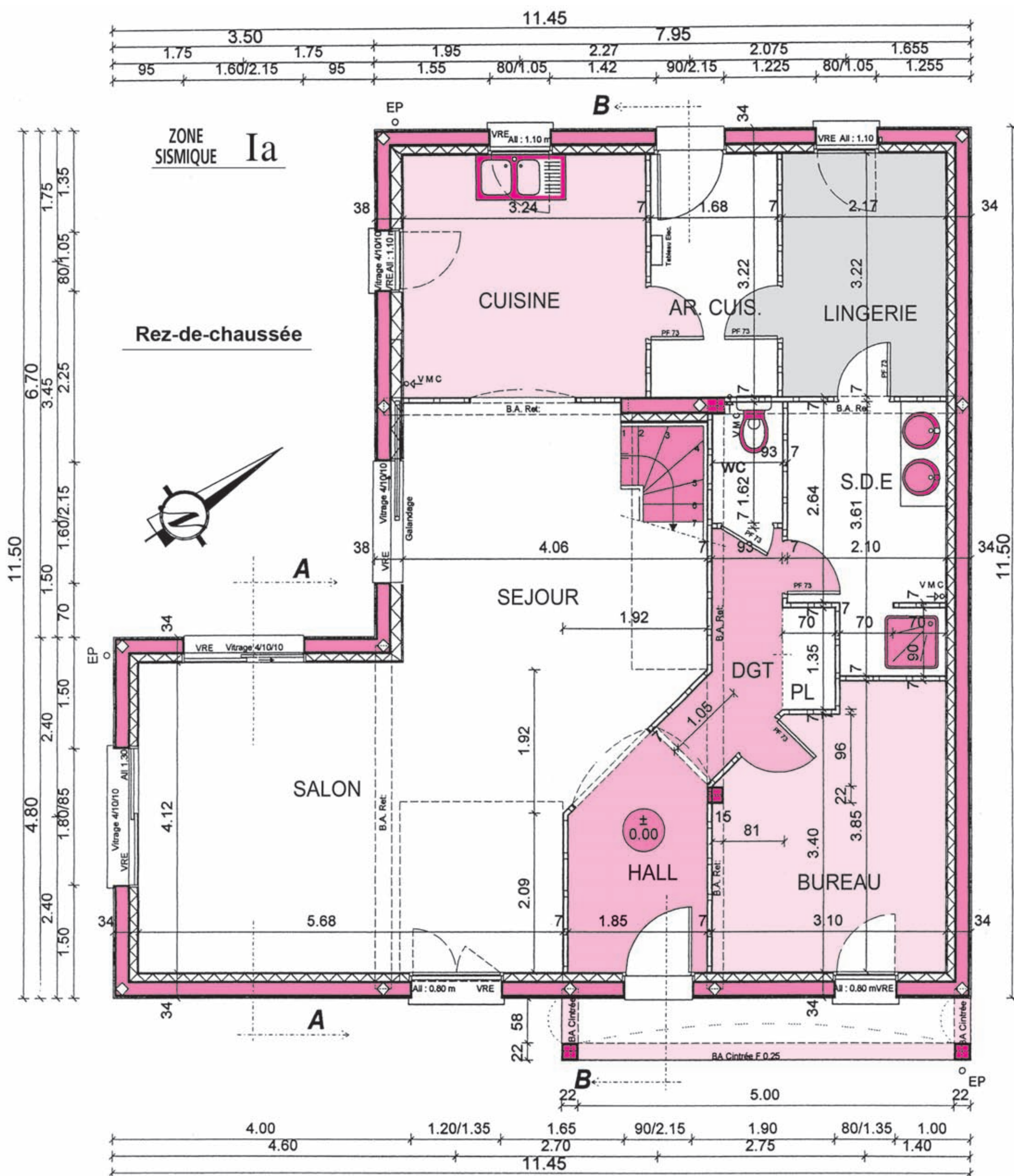


Fig. 6 : Plan du rez-de-chaussée disposé en forme de L et structure porteuse

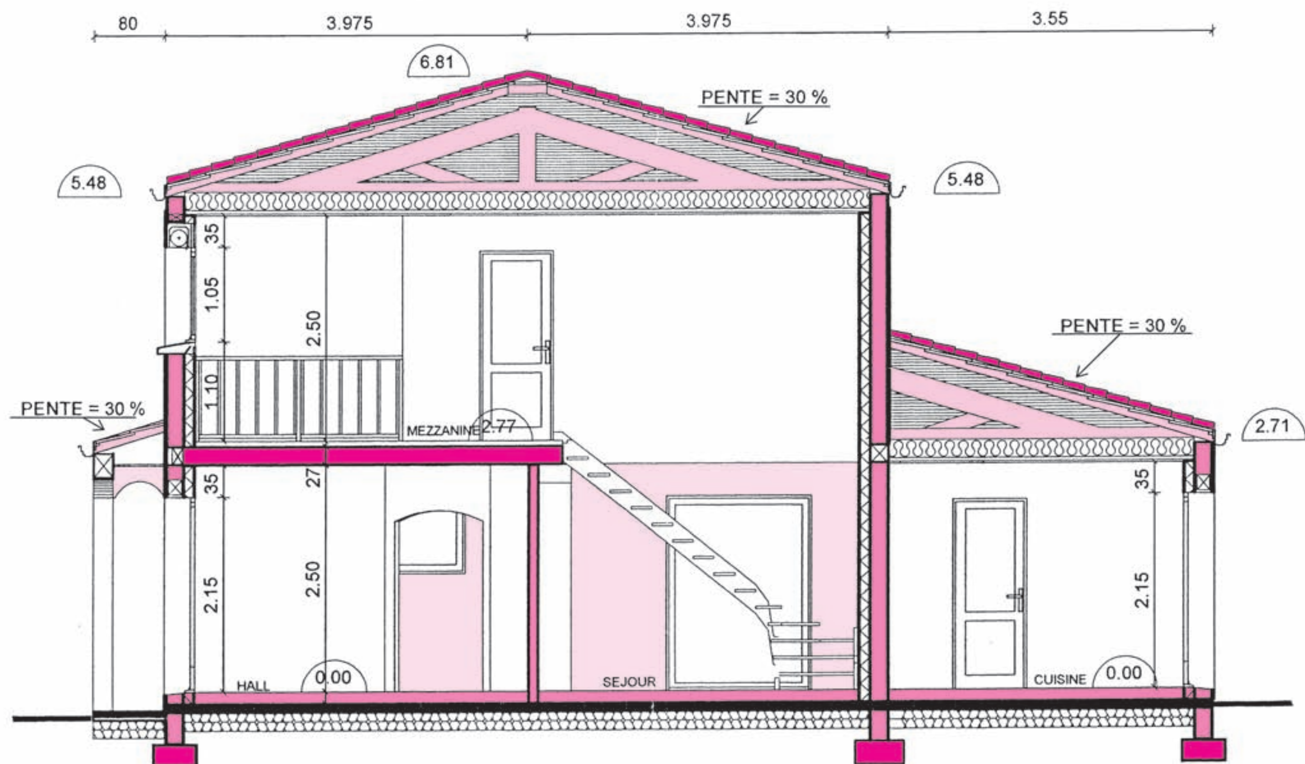


Fig. 7 : Coupe transversale BB

4. Implantation des sondages

- L'emprise de la construction au sol est préalablement déterminée par des jalons placés aux angles de la construction.
- Les cotes de hauteur retiennent comme niveau de référence le niveau fini du rez-de-chaussée 0,00.
- Les sondages **D1** à **D5** tiennent compte :
  - du traîné électrique effectué ;
  - des points d'appui porteurs de la maison (angles rentrants ou sortants) ;
  - des accès pour positionner le matériel.

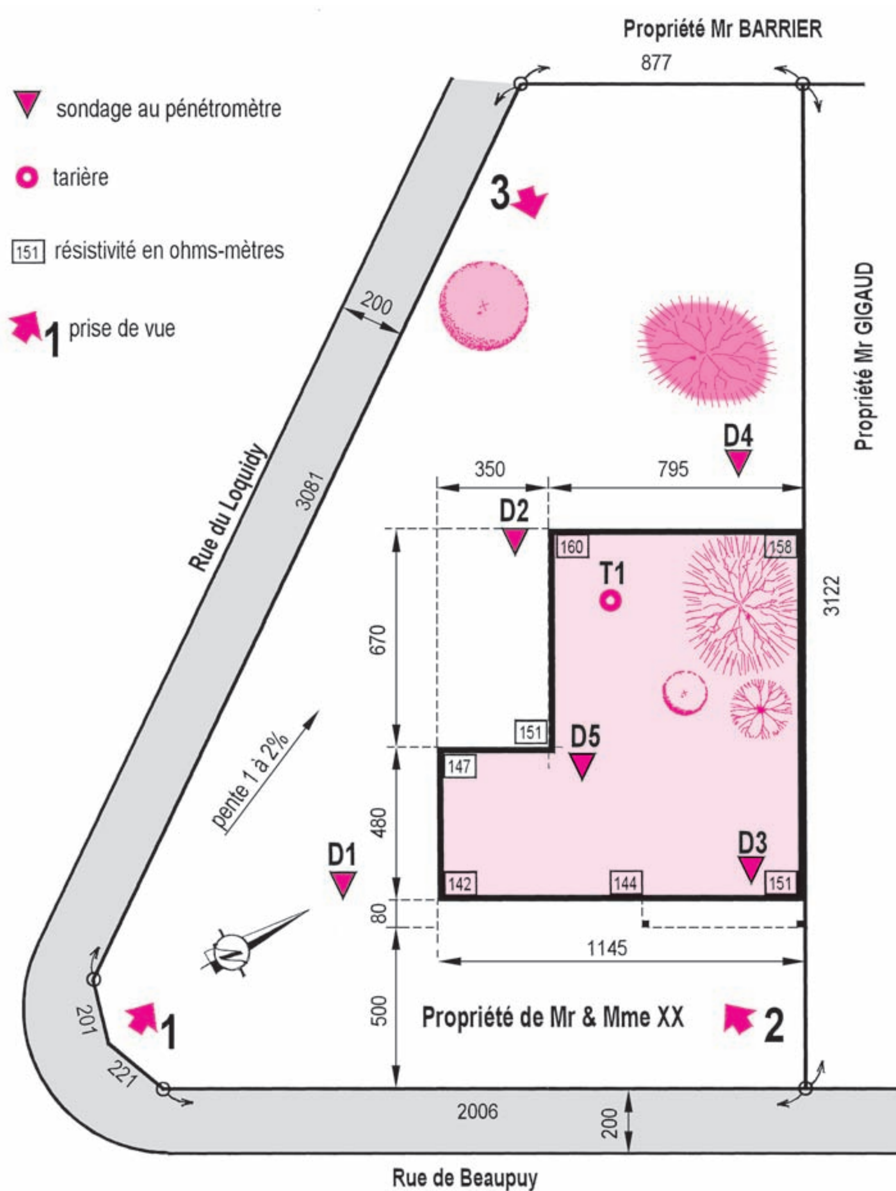


Fig. 8 : Schéma d'implantation des sondages

Contrôle par prélèvement à la tarière

Intérêt des prélèvements effectués :

- identifier la nature des couches de terrain tendres en profondeur pour déterminer le mode de fondation ;
- déceler la présence éventuelle de nappes d'eau ;
- évaluer la consistance du terrain et sa compressibilité.

Les sondeuses à tarière continue sont utilisées pour forer dans les terrains sédimentaires tels que l'argile, la marne, les limons. Ce type de sondage est très rapide. La tarière ne nécessite pas de tubage en terrain consistant, la rotation de la tarière entraîne un effet de refoulement latéral. La « mèche » permet de prélever un échantillon continu de sol.

La coupe géologique relevée en T1 (à proximité de D2) est la suivante de haut en bas :

Profondeur	Nature du terrain	Constats
0,0 à 0,3 m/TN	Sable légèrement argileux marron noir (terre végétale indifférenciée)	Arrêt de la tarière à 2,0 m.
0,3 à 1,0 m	Argile limono-sableuse beige gris	Bonne tenue des parois.
1,0 à 2,0 m	Rocher très altéré blanc à orangé	Pas ou très peu d'eau.



Fig. 9 : Vue de la tarière T1 entre 0 et 1 m



Fig. 10 : Vue de la tarière T1 entre 1 et 2 m

doc. : Armasol

Sondage au pénétromètre dynamique

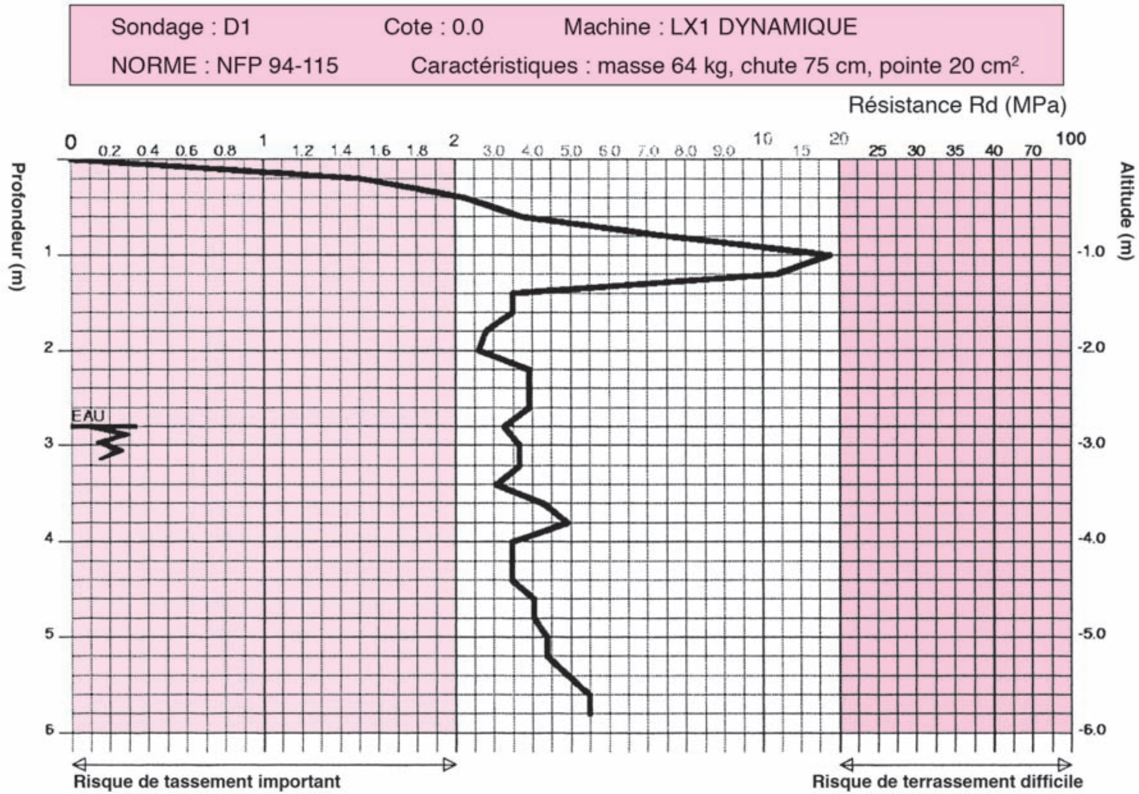


Fig. 11 : Sondage au pénétromètre au point D1 (cf. fig. 8)

doc. : Standarm

L'analyse des variations de résistivité et de compacité montre la présence d'un sol homogène à la profondeur présumée > 1,00 m des fondations.

L'homogénéité et la compacité requises sont assurées à une profondeur ≥ 1,00 m.

La résistance du sol à admettre est ≥ 0,2 MPa (ou 2 daN/cm²), très suffisante dans le cas d'une maison à étage.

La présence d'eau se révèle à un niveau > 2,80 m et ne constitue pas un obstacle pour le niveau des fondations à profondeur hors gel ou hors sécheresse.

Fondations proposées

Type : semelles filantes avec soubassement raidi si besoin en poutre échelle (cf. principe fig. 16 à 19).

Profondeur : à partir de 0,70 m du TN (terrain naturel).

Dimensionnement : on admet sous états limites de service une valeur $q_{a\ max}$ de 0,12 MPa (ou 1,2 daN/cm²).

Recommandations de mise en œuvre

- **Décapage du fond de fouille** (terrain remanié) pour éviter tout risque de tassement.
- **Coulage des fondations en pleine fouille** avec ancrage minimal de 0,30 m dans le bon sol en cas de vide sanitaire.
- **Mise hors gel** : profondeur minimale de 0,70 m sous le sol fini.
- **Largeur minimale des semelles** : 0,40 m.
- **Armatures des semelles**
  Continuité de l'armature :
  - par recouvrement de l'ordre de 50 ∅ ;
  - par équerres HA pour assurer les jonctions aux angles et la liaison avec les refends.
- **Chaînages verticaux ancrés par retours** dans la semelle, et sécurité des attentes par des embouts plastiques.
- **Drainage avec drains à cunette** autour de la construction, et collecte des eaux de toiture à assurer.

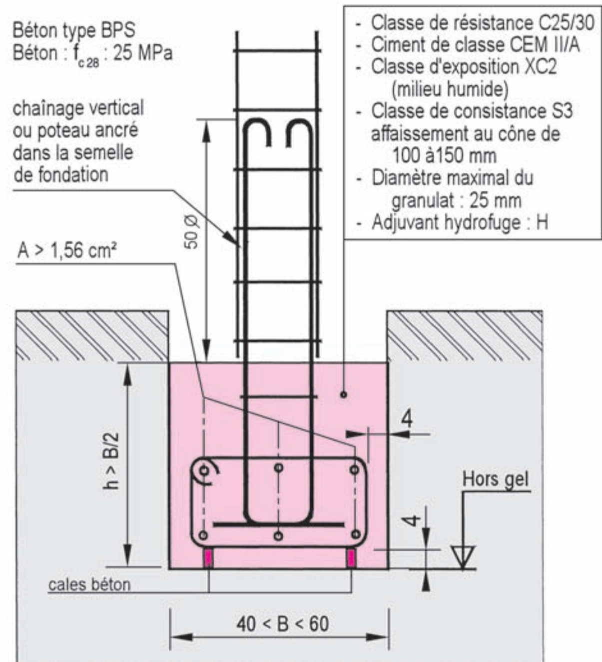


Fig. 12 : Semelle continue en béton armé coulée pleine fouille

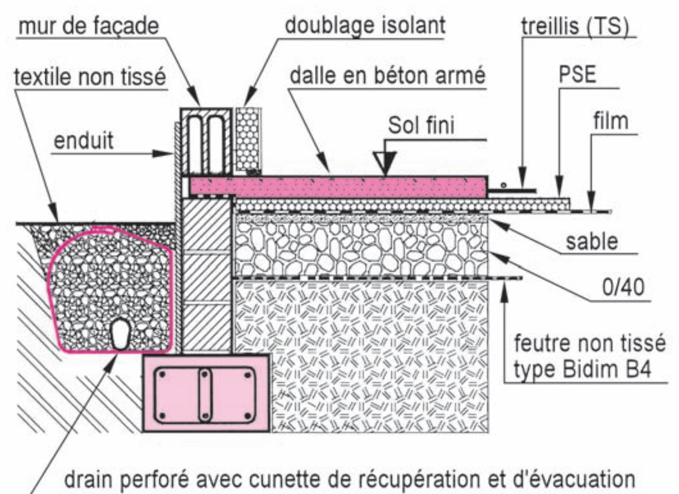


Fig. 13 : Soubassement avec drainage en pied de mur extérieur

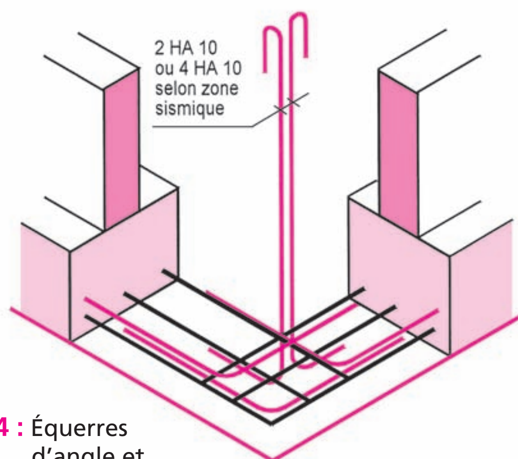


Fig. 14 : Équerres d'angle et attente chaînage

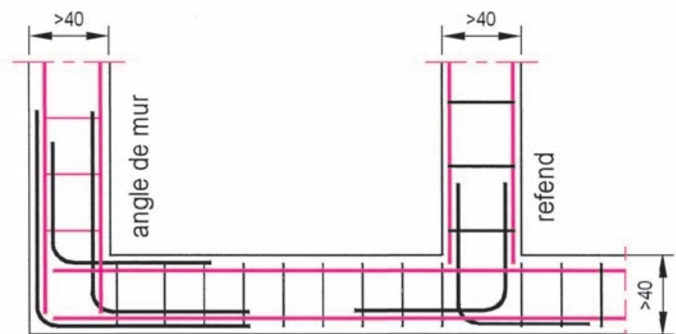


Fig. 15 : Vue en plan de l'armature et continuité par équerres

7. Semelle filante avec soubassement de type rigide

Soubassement de sous-sol ou de vide sanitaire

Il s'agit d'un soubassement construit en poutre-échelle, c'est-à-dire avec des raidisseurs verticaux peu espacés (< 2,50 m), ancrés dans la semelle et dans le chaînage du plancher.

Cette technique s'utilise dans les cas suivants :

- **sol porteur compressible** (limons, argiles) ou sol hétérogène avec points durs ou poches d'argiles ;
- **risque de tassements différentiels** sous charges inégales.

Solutions constructives de réalisation des travaux

- **Semelle de type renforcé** avec aciers supérieurs et inférieurs et cadres espacés au plus de 30 cm environ.
- **Poteaux raidisseurs** avec cadres d'espacement s_t tels que :
  $s_t \leq$ 15 fois le diamètre des barres longitudinales
  $s_t \leq$ au plus petit côté + 10 cm et $s_t \leq 40$ cm
- **Chaînage constitué** au moins de 4 HA 8 filants avec cadres.
- **Liaisons avec retours d'équerre** tant dans la semelle que dans le chaînage.

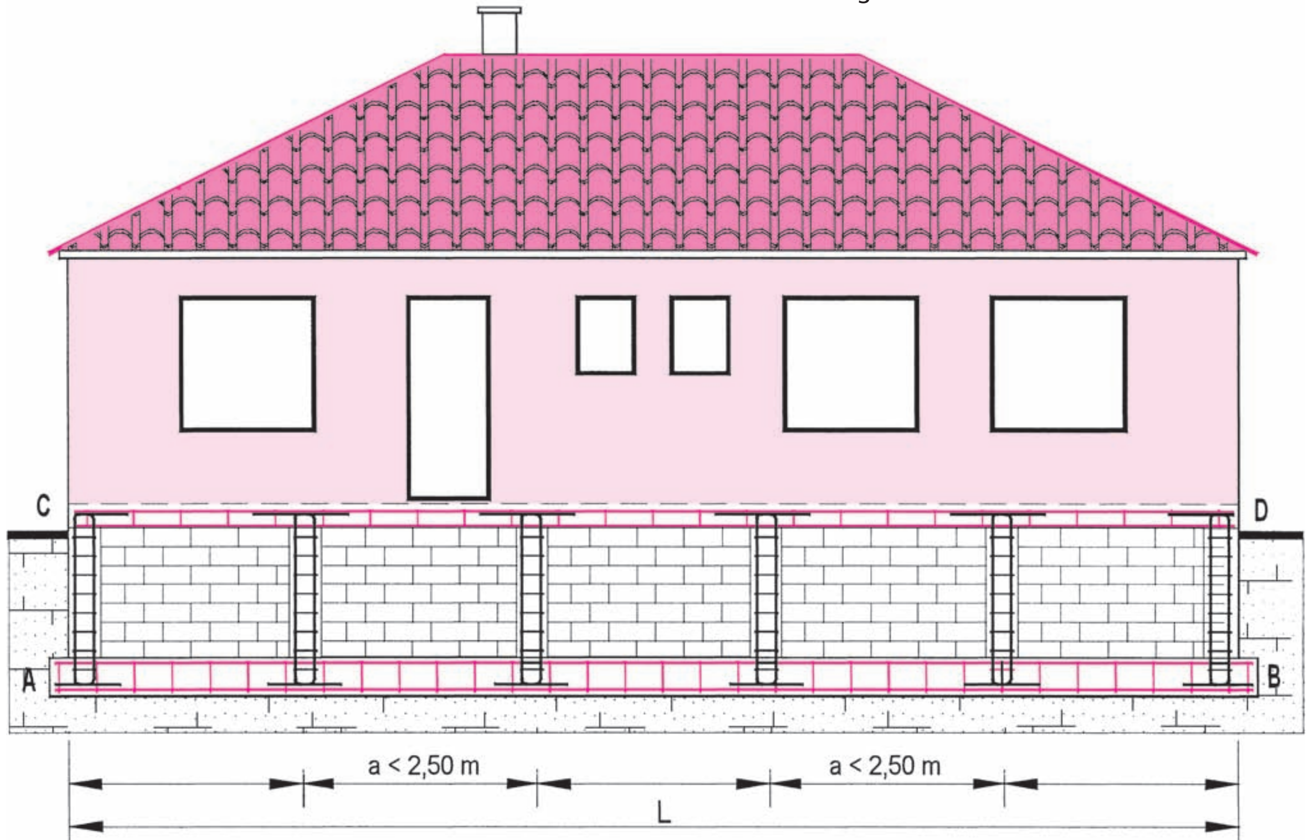
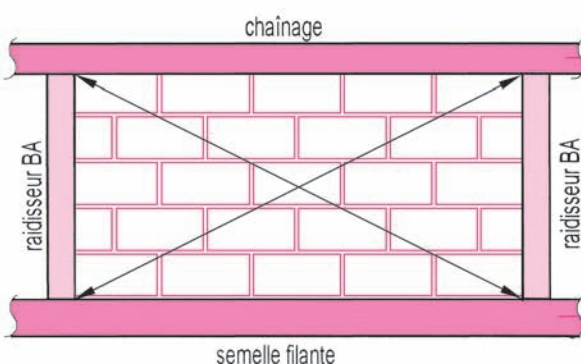


Fig. 16 : Schéma constructif par semelle filante et mur de soubassement avec raidisseurs en béton armé

Principe de fonctionnement de la poutre-échelle

L'ensemble chaînage-semelle-raidisseurs-remplissage par blocs constitue un système triangulé formé par :

- une membrure comprimée (chaînage CD)
- une membrure tendue (semelle filante AB)
- des montants verticaux (raidisseurs)
- des bielles obliques en maçonnerie de blocs



Éléments de construction associés :

- Semelle, chaînage, raidisseurs
- Maçonnerie de blocs à joints verticaux remplis

Fig. 17 : Éléments sollicités en compression ou en traction

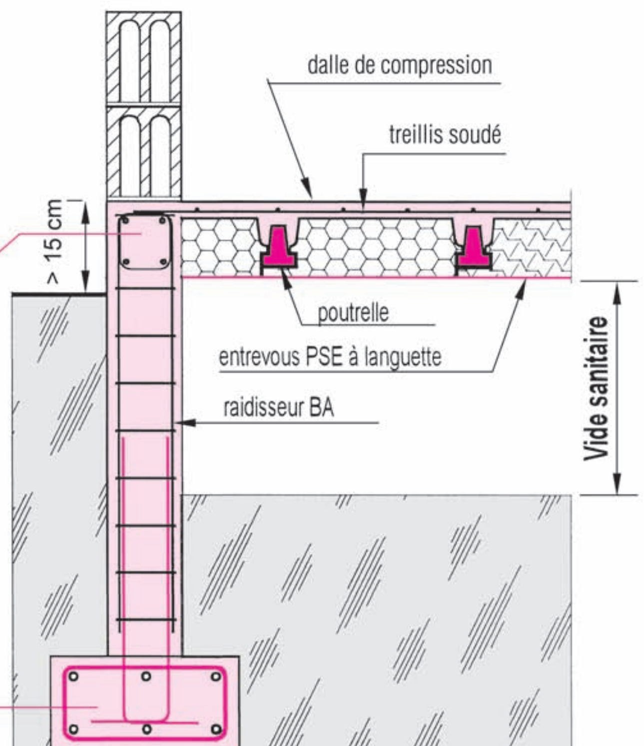


Fig. 18 : Soubassement limitant un vide sanitaire

8. Plan de repérage des armatures des fondations du pavillon

(se reporter également aux fig. 2 à 7 et au chapitre 9 pour la lecture des plans de fondations)

► **Reconnaissance de sol (Arma-sol)**

- Sol d'assise composé d'argile limono-sableuse.
- Pression admise à l'état limite de service prise égale à 1,2 daN/cm² (0,12 MPa).
- Profondeur de fond de fouille à – 0,70 m au minimum du TN, et localement à – 1,20 m du TN.
- Ancrage du sol d'assise de 0,30 m au minimum.

► **Solution de fondations par semelles et soubassement rigidifié** (voir détails AC1 et AC2 fig. 26)

- La préservation des existants et les précautions à prendre pour les terrassements à l'approche des bâtiments existants sont à la charge de l'entreprise, notamment dans le cas d'un sol très compressible.
- Le fond de fouille des 2 bâtiments devront être au même niveau.
- Reprise en sous-oeuvre éventuelle à la charge et sous la responsabilité de l' ENTREPRISE.

ELS35-15 (45•25ht.) – A.C.1 – A.C.2 – PA45/10-10 (20•20) – SC 95 (105•105•30ht) – SC 75 (85•85•25ht) – SR 115-75 (125x85x35h)

ELS35-15 SUR GROS BETON + BF 6/70 e=30cm EN QUINCONCE

voir coupes types : fig. 20 à 26

Fig. 19 : Vue en plan avec repérage des semelles filantes et isolées et attentes pour raidisseurs verticaux

Désignation	Préconisations
Semelles filantes type ELS 35-15 Section du béton : 45 x 30	**Recouvrements longitudinaux :** 50 cm **Liaisons d'angle** par 2 équerres EQ 8/50
Attentes type AC2 Attentes type AC1	2 AT 12/160 par CV 2 AT 12/80 par CV
Semelles isolées SC 75 (85 x 85 x 25) SC 95 (105 x 105 x 30) SR 115-75 (125 x 65 x 35)	Les semelles isolées constituent des points d'appui pour le plancher bas et pour porter le mur pignon de l'étage (cf. coupe BB fig. 7)
Semelles mitoyennes ELS 35-15 (45 x 50)	Localisation : en limite de parcelle Semelle élargie avec ancrage par liaisons sur une surprofondeur de massif en gros béton

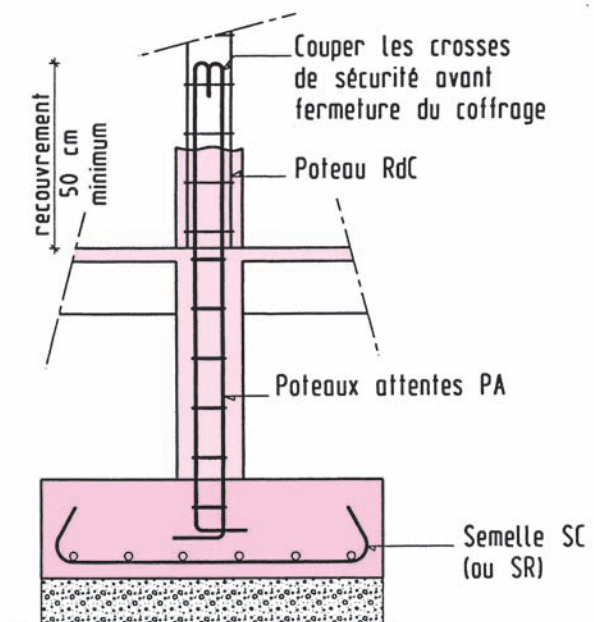


Fig. 20 : Ancrage du poteau dans la semelle isolée SC95

9. Préconisations d'armatures préfabriquées pour semelles filantes

L'étude de sol permet d'optimiser la construction des fondations à partir :

- de sondages préalables de reconnaissance de sol ;
- du taux admis de la pression sur le sol ;
- de la descente de charges sur la longueur de semelle ;
- de la zone sismique considérée pour déterminer les renforts d'armatures pour semelles, poteaux et chaînages.

Cas de mauvais sols ou de charges non réparties

- argiles gonflantes, remblais, limons, couches de sol hétérogènes, présence d'eau souterraine ;
- présence de larges baies ou de charges concentrées (appuis de poutres ou de ferme).

La solution du soubassement raidi fait l'objet d'une étude préalable de dimensionnement de semelle avec raidisseurs ancrés (fig. 26).

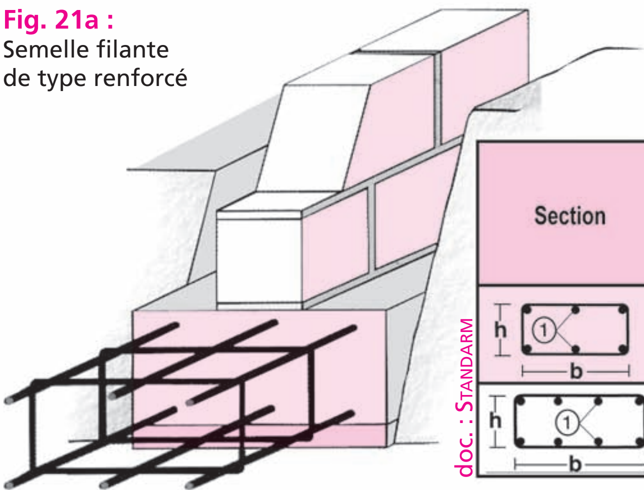


Fig. 21a : Semelle filante de type renforcé

Fig. 21b : Semelles de type renforcé à 6 ou 8 filants

Sols homogènes peu compressibles,
Chaînages de fondation renforcés en 2 nappes, capables de pallier de faibles tassements différentiels.

Section	Désignation Réf. b -h	Section Béton B x H cm	Ø ① mm	Charges admissibles Pser (daN/ml) aux E.L.S. – Contraintes admissibles du sol (daN/cm²) aux E.L.S. 1	1,5	2
(h, ①, b)	ELS 35-15	45 x 25	6 Ø 8	4500	6750	9000
	ELS 45-20	55 x 30	6 Ø 8	5500	8250	11000
(h, ①, b)	PPS 55-20	65 x 30	8 Ø 10	6500	9750	10200
	PPS 65-20	75 x 30	8 Ø 10	7500	11250	11600

Longueur standard 6 m

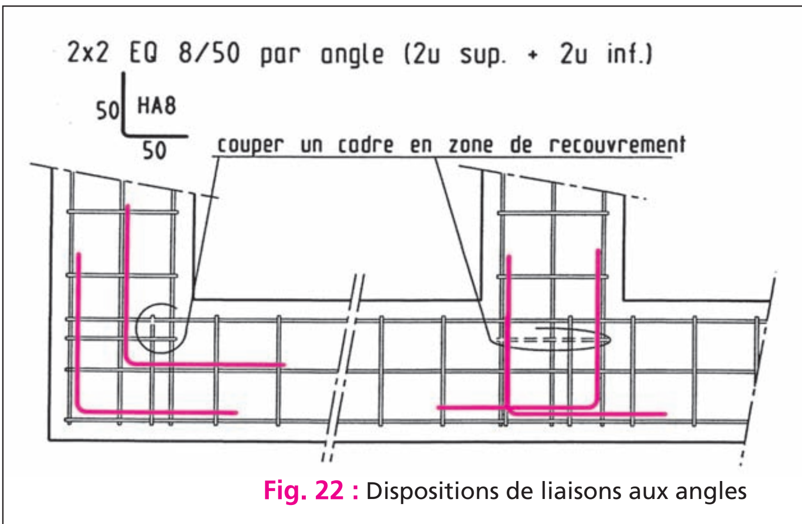


Fig. 22 : Dispositions de liaisons aux angles

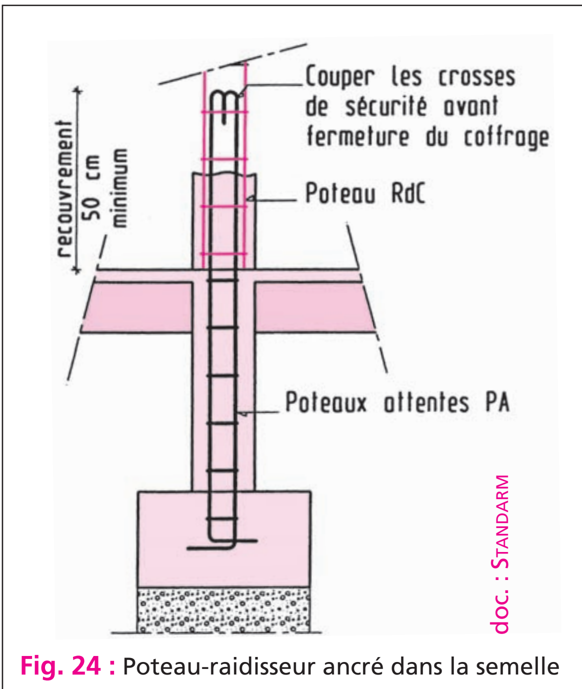


Fig. 24 : Poteau-raidisseur ancré dans la semelle

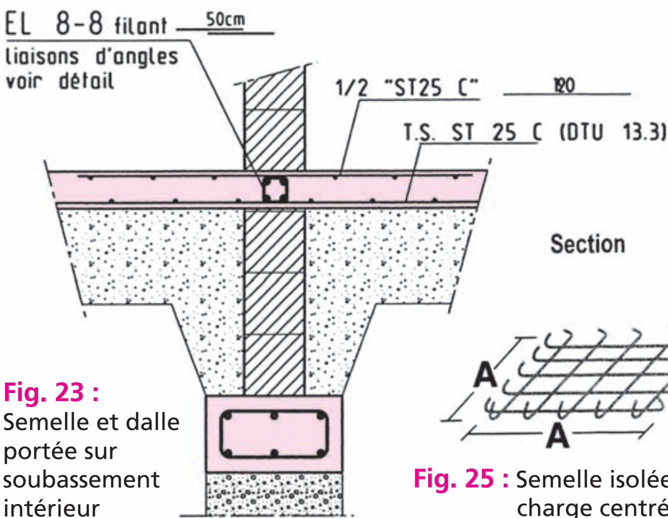
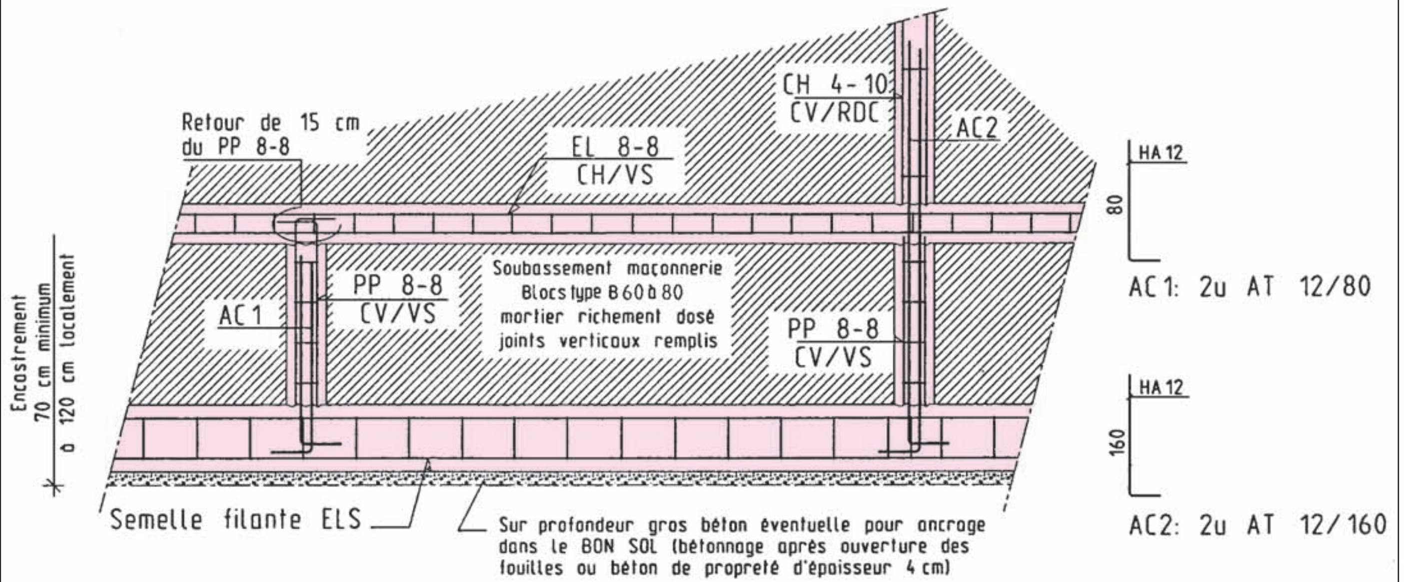


Fig. 23 : Semelle et dalle portée sur soubassement intérieur

Fig. 25 : Semelle isolée sous charge centrée (SC)

Semelles isolées Désignation Réf. A	Section Béton B x B x H cm	Charges admissibles Pser (daN) aux E.L.S. – Contraintes admissibles du sol (daN/cm²) aux E.L.S. 1	1,5	2
SC 55	65 x 65 x 20	4230	6340	7100
SC 75	85 x 85 x 25	7230	10840	11800
SC 95	105 x 105 x 30	11030	16540	18100
SC 115	125 x 125 x 35	15630	23440	28000
SC 135	145 x 145 x 40	21030	31540	32400

Soubassements raidis par poutre-échelle

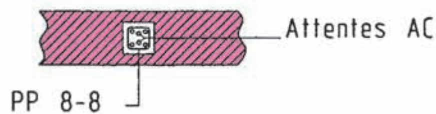


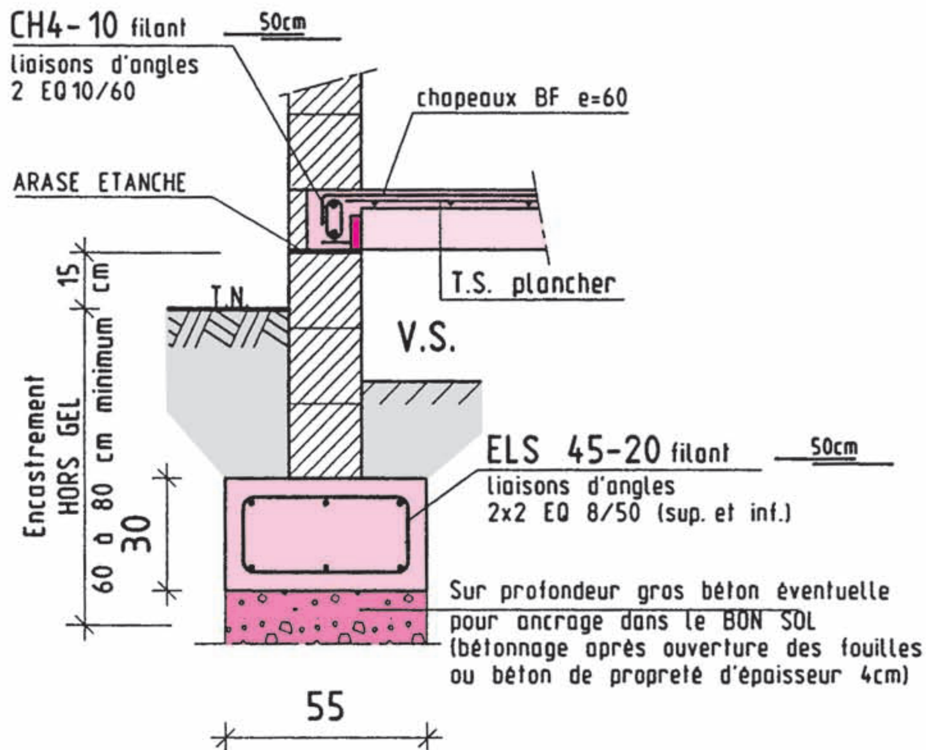
Entraxe suivant plan

Désignation des poteaux:
Exemple PP 8-8

Voir la fiche technique: «Armatures des poteaux et semelles» au chap. 4 **«Béton armé: principes et applications», § 6.**

Raidisseurs Verticaux
PP 8-8 en blocs coffrants





Chapitre 12

Assainissement des soubassements et des fondations

1. Réseau de drainage

Le drainage est nécessaire si une accumulation d'eau est à craindre au voisinage des parois enterrées d'une maison.

Il est justifié quand les fondations s'appuient sur une couche de sol peu perméable surmontée d'une couche de terrain de grande perméabilité. Des poches d'eau sont alors à craindre en pied de mur avec des conséquences sur la stabilité et les risques d'humidité.

La ceinture de drainage extérieur est destinée à capter les eaux d'infiltration et à les évacuer par un drain en partie basse disposant d'une légère pente de 0,5 cm/m en moyenne sur un fond préalablement bien réglé pour l'assise des drains.

La conception globale du réseau dépend :

- **du niveau supérieur de l'eau** susceptible d'être atteint dans le sol sous l'effet de précipitations brutales (orages) ;
- **du modelé de la surface** environnante de la construction ;
- **du régime hydraulique des eaux souterraines ;**
- **des volumes ou des locaux** à protéger, classés en catégories (vide sanitaire, garages, locaux habitables en sous-sol). Le mode d'utilisation des locaux intervient dans le choix de la solution d'étanchéité et de drainage vertical par complexe filtrant ;
- **du mode de réalisation des murs enterrés,** avec ou sans enduit hydrofugé et membrane de protection par nappes à excroissances, par exemple type Delta MS ou autre ;
- **de la nature et de la mise en place des remblais, par couches de 20 à 30 cm d'épaisseur, sans détériorer l'étanchéité éventuelle ;**
- **de la nature du terrain** à assainir, soit perméable, soit au contraire imperméable au niveau de la fondation ;
- **des possibilités d'évacuation des eaux drainées,** soit par gravité, dans un caniveau, dans un fossé, vers un réseau d'eaux pluviales ou vers un puisard, soit à l'aide d'un relevage avec pompe immergée. Les eaux d'infiltration ne doivent pas être évacuées dans le réseau d'eaux usées.

> - **Un réseau de drainage,** même le mieux conçu (diamètre des drains, matériau et forme, pente, matériaux filtrants, etc.), est inutile et même nuisible s'il n'est pas possible d'évacuer de manière efficace les eaux collectées.
> - **Un risque d'accumulation d'eau** pendant une longue durée est à craindre le long des murs périphériques dans le cas d'un bâtiment fondé sur un sol peu perméable. L'eau peut aussi trouver un trajet sous la semelle et surgir à l'intérieur. La capacité portante d'un sol argileux détrempé sous la semelle est moindre (tassement à craindre).
> - **Un drainage non conforme** peut constituer un vice caché si les atteintes sont préjudiciables à la structure et à la santé des occupants, victimes des conséquences d'une humidité persistante dans les locaux habitables en sous-sol.

Le drainage des murs par l'extérieur peut se combiner avec le drainage intérieur dans le cas de locaux soumis à une pression hydrostatique sous la dalle du niveau bas de la construction (cf. § 13 et 14).

Les maçonneries en élévation doivent être protégées des remontées capillaires en provenance du sol.

La coupure de capillarité est souvent effectuée par une arase de niveau d'une épaisseur minimale de 5 cm sous le plancher. Elle est réalisée en microbéton hydrofugé et richement dosé (500 kg de ciment par m³ de granulats).

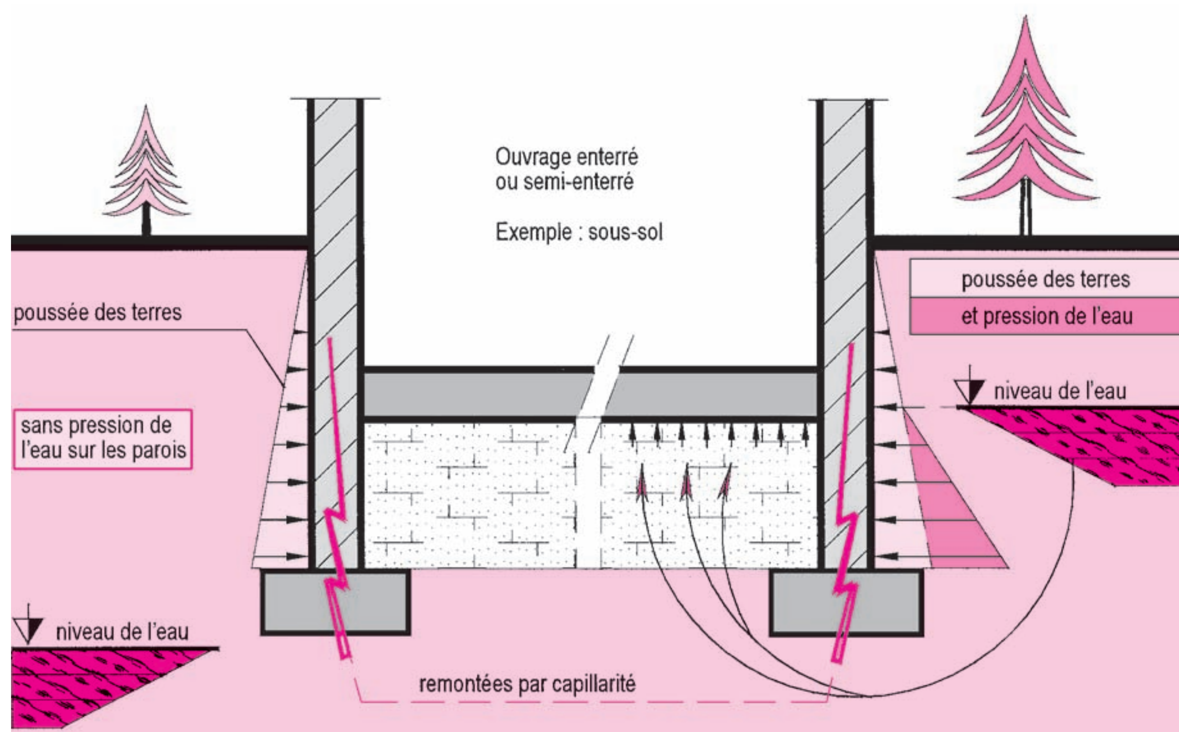


Fig. 1 : Action des terres et influence du niveau de l'eau dans le sol sur les parois

2. Descriptif d'un drainage de mur de sous-sol

- **Mur de soubassement**

Maçonnerie en blocs perforés de béton d'une épaisseur de 0,20 m hourdés au mortier de ciment avec ossature coulée dans les blocs coffrants spéciaux.

- **Enduit sur parois enterrées**

Application d'un enduit au mortier de ciment hydrofugé avec finition talochée.

- **Variante : préconisation du produit Mortier Fondation SIKA**

Caractéristiques :

- mortier prêt à gâcher à l'eau ;
- imperméable à l'eau ;
- adhérence sur béton et blocs béton ;
- couleur gris ciment ;
- durcissement rapide permettant le remblaiement ;

- **Conditions de mise en œuvre**

  - Support propre et sain, exempt de traces d'huile, de graisse, etc.
  - Température d'application de +5 °C à 30 °C .
  - **Application manuelle** à la brosse dure, à la brosse à encoller, à la lisseuse en 2 couches minces.
  - **Application mécanique** par projection en une seule couche et finition par talochage.
  - **Délai d'attente avant remblaiement** : 3 jours à + 20 °C.

- **Drainage sans protection par nappes avec excroissances**

  - Enveloppe non tissée type Bidim b4 de 1,70 m en développement.
  - Tuyau drainage PVC lisse fendu en diamètre 100 mm posé sur fond de forme réglé avec pente régulière de 5 mm/m et raccordement au réseau EP.
  - Protection du drain par gravillons 15/25 (épaisseur 0,10 m).
  - Remplissage de l'enveloppe de 160 l/m de concassé 20/40, à l'exclusion de toute autre granulométrie.
  - Fermeture de l'enveloppe.
  - Remblai jusqu'au niveau de la plateforme.
  - Finition par bande périphérique de largeur 0,40 m.

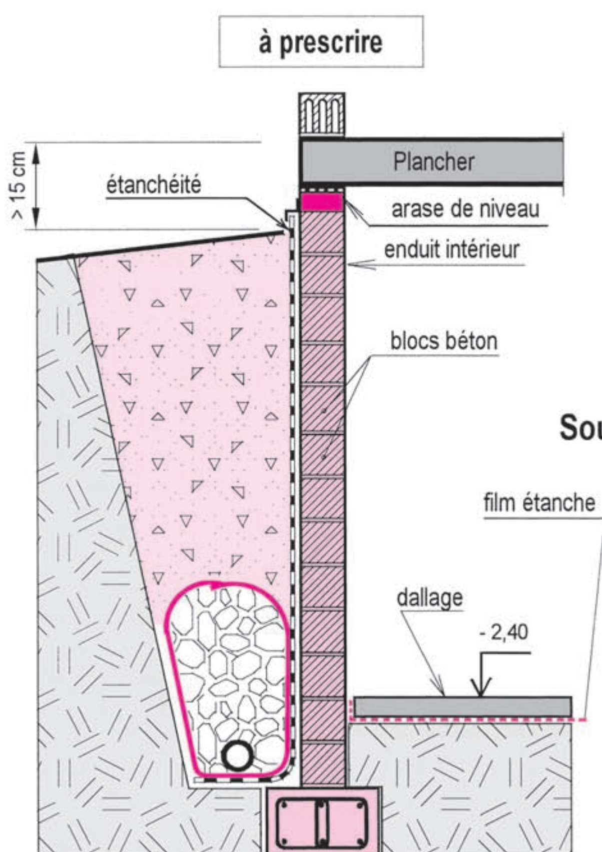


Fig. 2 : Protection du drainage par géotextile

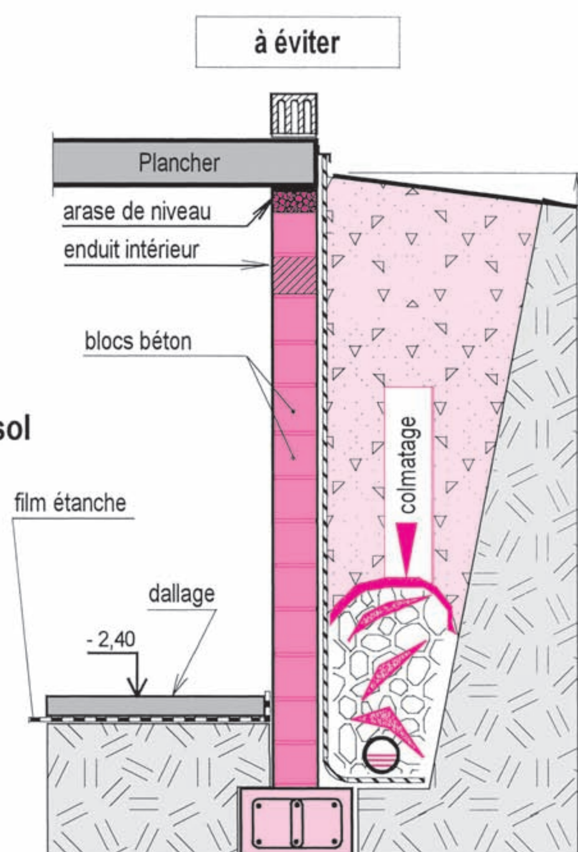


Fig. 4 : Non-protection et colmatage du drain

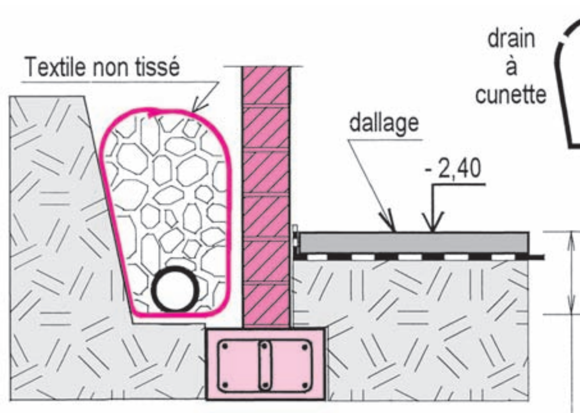


Fig. 3 : Drain plus bas que le dessous du dallage

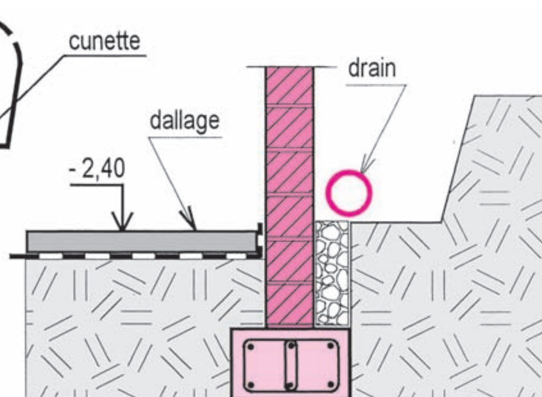


Fig. 5 : Drain positionné au-dessus du niveau de dallage (non conforme)

3. Conception de la partie enterrée des murs de soubassement

Classement en catégories

La conception des murs enterrés dépend des exigences d'utilisation selon un classement en trois catégories des locaux précisé par le DTU 20.1.

Pour les trois catégories, la partie enterrée sur les deux faces peut se réaliser avec des blocs creux si un drainage est prévu.

Catégorie 1re
Caractéristique: le mur borde les locaux où aucune trace d'humidité n'est acceptée sur la face intérieure.
Domaine: locaux habitables aérés et ventilés en sous-sol enterré ou semi-enterré (fig. 6).

Catégorie 2e
Caractéristique: le mur borde des locaux où des infiltrations limitées sont tolérées (fig. 7).
Domaine: garages, buanderie, cave, chaufferie.

Catégorie 3e
Caractéristique: le mur assure la fonction de résistance mécanique sans priorité d'étanchéité (fig. 8).
Domaine: mur de soubassement de terre-plein ou de vide sanitaire

Épaisseurs minimales des parois enterrées

Catégorie	Épaisseur du mur
1re	• Blocs creux de béton: 20 cm • Blocs pleins en béton cellulaire: 30 cm • Matériaux perforés en terre cuite: 30 cm
2e	
3e	Fonction de la résistance mécanique sous l'effet des charges verticales et poussée des terres

Le choix d'une solution de mur enterré dépend de la catégorie du local et de la présence ou non d'un drainage.

Pour éviter toute contestation, il appartient au maître d'œuvre de se faire préciser par le maître d'ouvrage les exigences d'utilisation des locaux.

Les ouvrages en béton armé associés aux maçonneries de soubassement sont:

- les **chaînages horizontaux** au niveau du plancher;
- les **raidisseurs verticaux** d'angle et intermédiaires;
- l'**arase étanche** sous le plancher formant coupure de capillarité.



Fig. 6 : Parois de catégorie 1 pour zone habitable

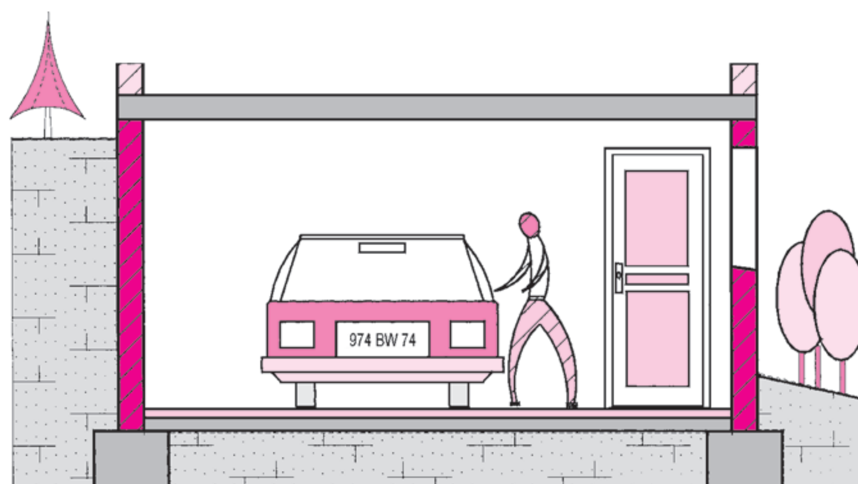


Fig. 7 : Parois de catégorie 2 pour chaufferie, garage, cave

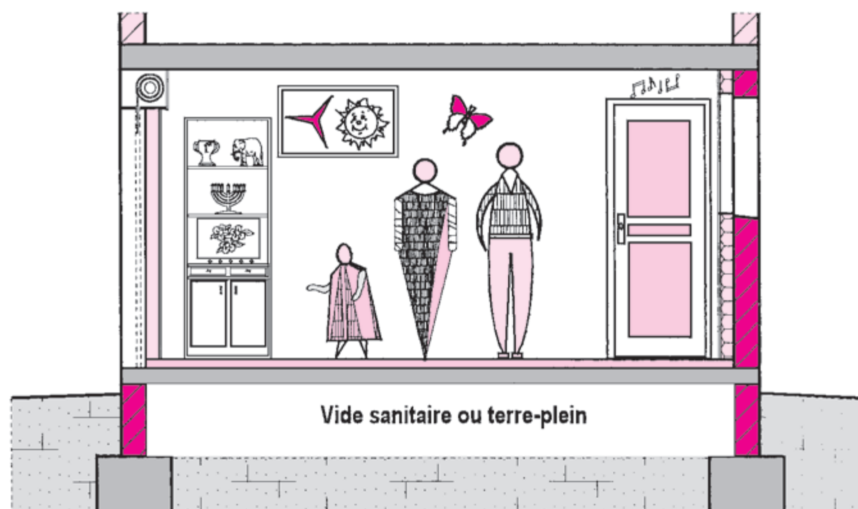


Fig. 8 : Parois de catégorie 3 pour soubassement de vide sanitaire ou de terre-plein

Critère relatif à la nature de la paroi

La protection du mur dépend aussi de la nature de la paroi pour le traitement du parement exposé aux infiltrations.

On distingue :

- **le mur enterré en béton vibré** (fig. 9) ;
- **le mur en maçonnerie de blocs** enduite au mortier hydrofugé ou non (fig. 10) avec complément d'imperméabilisation.

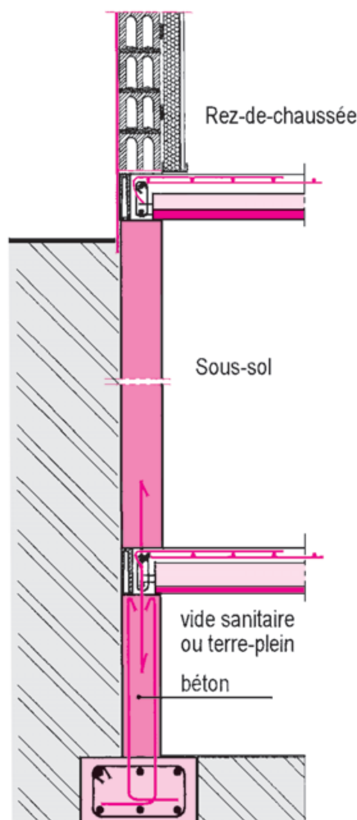


Fig. 9 : Mur en béton

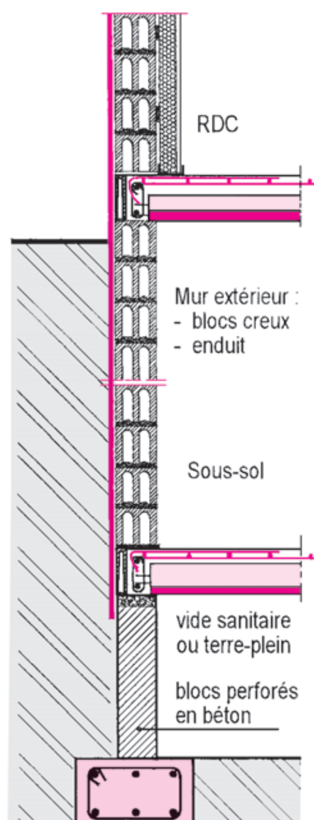


Fig. 10 : Maçonnerie enduite

Sol perméable ou à faible perméabilité

Si le terrain est perméable (sables, graviers, etc.) et non immergé, les eaux de ruissellement s'infiltrent rapidement sans soumettre le mur à une humidité permanente et sans pression d'eau sur la paroi enterrée (fig. 11).

Si le terrain est peu perméable (argiles, limons, etc.), les eaux d'infiltration s'accumulent le long du mur enterré, notamment si le remblai des fouilles est très perméable (fig. 12).

Un drainage est indispensable en pied de mur à condition de mettre en place des drains à cunette et de prévoir une évacuation efficace des eaux collectées.

Il **est rappelé, d'après le DTU 20.1**, que :

- **les murs de catégorie 1** doivent être revêtus d'un enduit ;
- **pour les murs de catégorie 2**, il appartient au maître d'œuvre de décider si le mur doit être revêtu d'un enduit, appliqué de préférence en partie extérieure du mur.

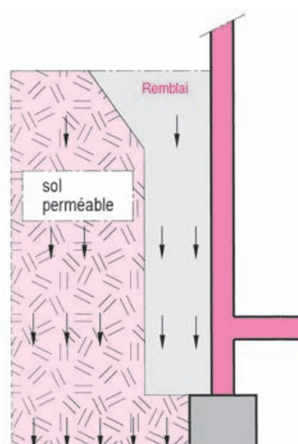


Fig. 11 : Sol perméable

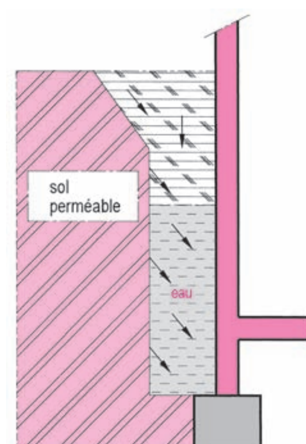


Fig. 12 : Sol à faible perméabilité

Environnement de la maison et eaux de ruissellement

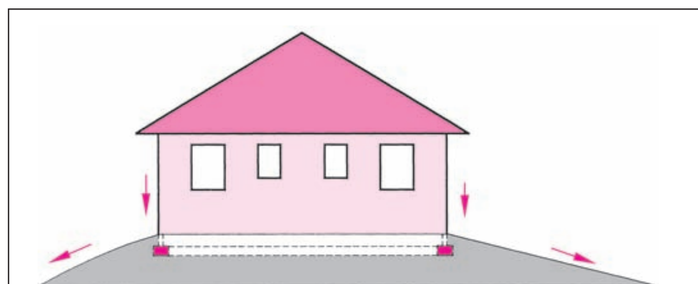


Fig. 13 : Sens favorable d'écoulement des eaux de ruissellement

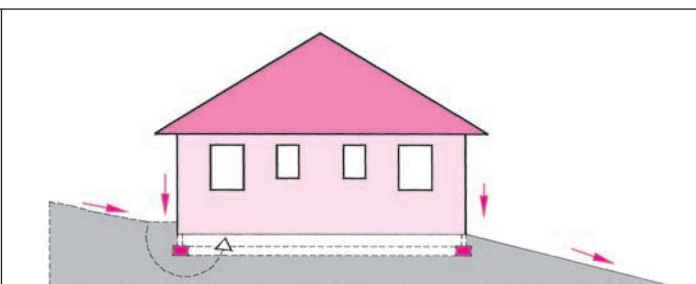


Fig. 15 : Captage nécessaire en amont des eaux de ruissellement

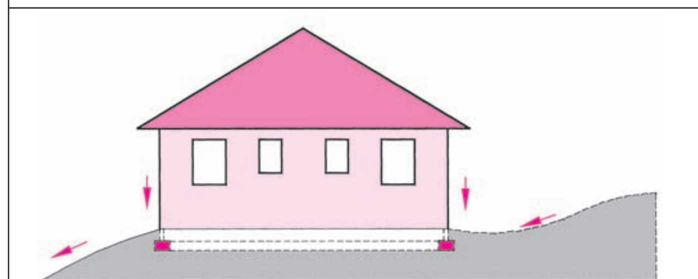


Fig. 14 : Le choix du niveau fini du rez-de-chaussée est primordial pour le traitement des abords de la maison.

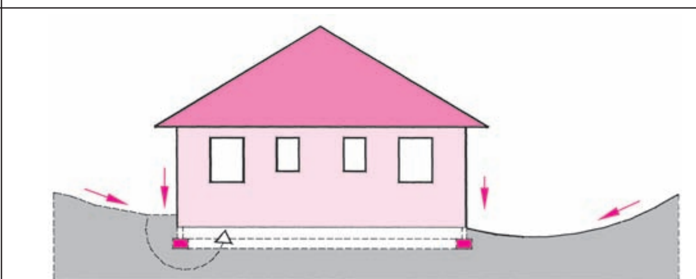


Fig. 16 : Terrain en forme de cuvette, formant réceptacle pour les eaux avant traitement des abords

Drains à cunette

Ils sont constitués par un tuyau de drainage annelé et flexible à cunette plate, fabriqué en PVC-U pour l'assainissement des soubassements enterrés et fondations.

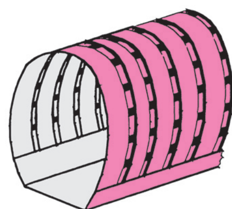


Fig. 17 : Drain à cunette et à fond plat pour l'évacuation des eaux drainées

Caractéristiques des tubes annelés (type Hegler)

Diamètres nominaux DN en (mm)	90	110	160
Largeur des perforations	0,8 à 1,4 mm Surface captante > 50 cm²/m		
Longueur du tuyau	6,00 m		
Accessoires	Manchons, tés, coudes à 90° et à 45°		
Pente minimale : 5 mm/m sur fond dressé à la règle			
Recommandation : prévoir l'habillage du drain avec un géotextile pour éviter tout colmatage			

Remarques

- Le tuyau de drainage agricole (couleur jaune) annelé et cylindrique est en PVC-U à perforations uniformément réparties.
- En cas de pose en sols instables, sableux ou limoneux, il est conseillé d'utiliser des tuyaux (type Eurodrain) munis d'un filtre géotextile en polypropylène collé à chaud les enrobant.

Écran de protection type Delta-MS

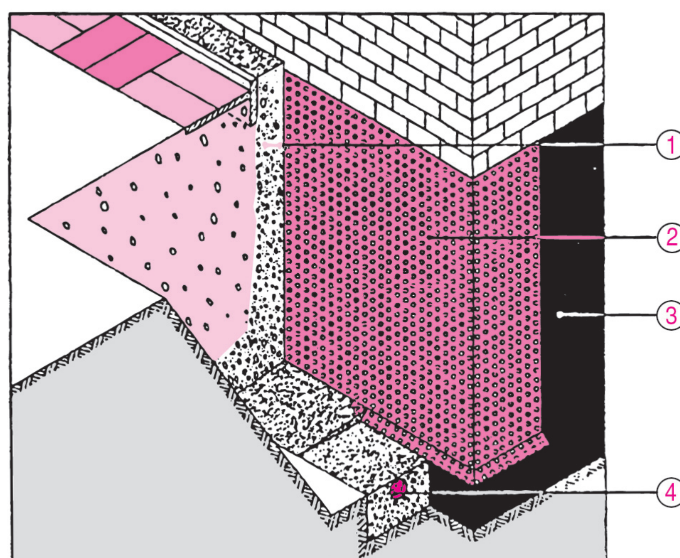
- **Il s'agit de la protection des murs enterrés contre les eaux d'infiltration du sol et contre l'humidité.**
- **La solution consiste à réaliser un écran vertical draînant** et à recueillir et évacuer l'eau par des drains légèrement en pente en pied de mur vers le réseau d'eaux pluviales.
- **Le procédé Delta-MS** est le plus préconisé sur les chantiers par les maîtres d'œuvre.
- **Le produit présente des excroissances** en forme de troncs de cône (1 800 par m²), en présentant une structure alvéolaire diagonale.

Avantages du système

- Les troncs de cône orientés vers le mur créent des canaux de ventilation (fig. 18 et 20).
- Le mur respire en gardant sa capacité de diffusion grâce à la présence permanente d'une lame d'air.
- L'étanchéité sous-jacente est protégée lors du remblayage de la fouille.
- La mise en œuvre est élémentaire par fixation mécanique avec des clous d'acier à tête large ou des boutons de montage spécifiques.
- Le chevauchement fin-début des lés est de 20 cm environ.
- La finition du bord supérieur s'effectue par la mise en place d'un profilé de recouvrement (fig. 21).

Caractéristiques techniques du Delta-MS

- Matériau : polyéthylène spécial haute densité
- Épaisseur du matériau : environ 0,6 mm
- Hauteur des excroissances : environ 8 mm
- Dimensions des rouleaux :
  - longueur : 20 m
  - hauteurs : 1,00 m ; 1,50 m ; 2,00 m ; 2,40 m et 3,00 m
- Résistance à la compression > 250 kN/m²
- Volume d'air ≈ 5 l/m³
- Propriétés chimiques : résistant aux produits chimiques, aux cryptogames, à la pourriture, et non polluant pour l'eau



① Filtre granulométrique
② Écran type Delta-MS
③ Enduit de protection ou couche bitumineuse
④ Drain perforé à cunette entouré de gravillons surmontés d'un géotextile non tissé

Fig. 18 : Complexe drainant avec écran muni d'excroissances en troncs de cône

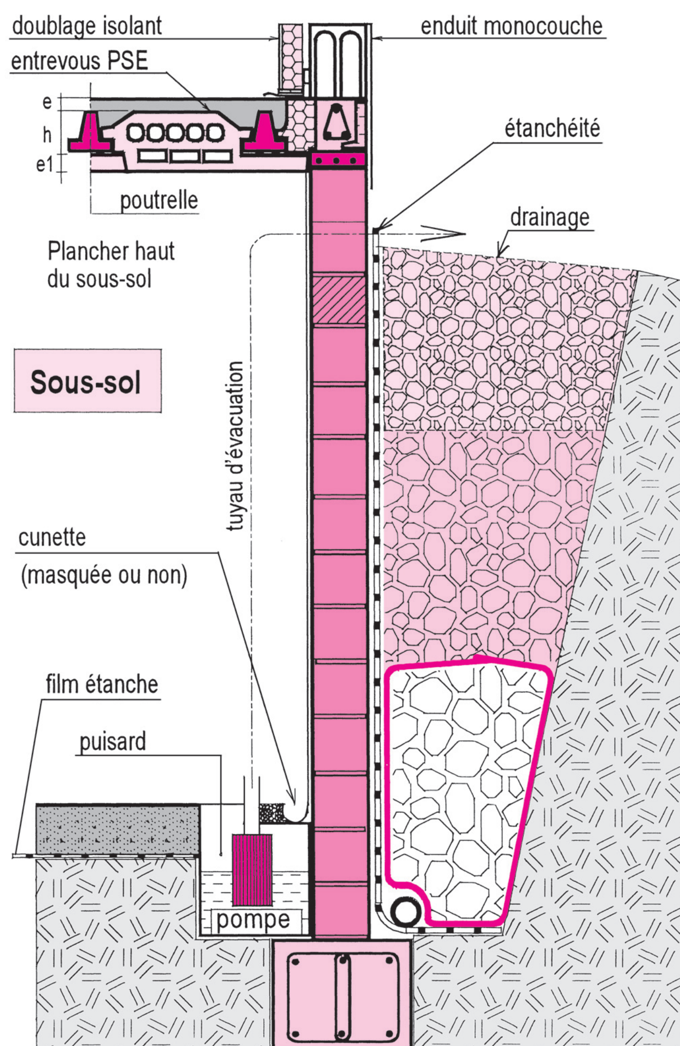


Fig. 19 : Mur de sous-sol et assainissement

5. Types de membranes de protection avec excroissances

Type Delta-MS	Type Delta-NP Drain	Type Delta-Géo-Drain
Nappe à excroissances orientées vers le mur et créant des canaux de ventilation (fig. 20). Protection de l'étanchéité du soubassement contre les risques d'endommagement mécaniques lors du remblai.	Nappe à excroissances à non-tissé filtrant intégré (fig. 22). Les excroissances sont orientées vers le mur. Le non-tissé est orienté vers le sol pour drainer. Rôles de protection et de drainage vertical.	Nappe à excroissances à non-tissé filtrant côté sol intégré, et à feuille à effet glissant côté mur et protectrice en cas d'étanchéité épaisse et semi-pâteuse. Voir les détails d'application fig. 21.

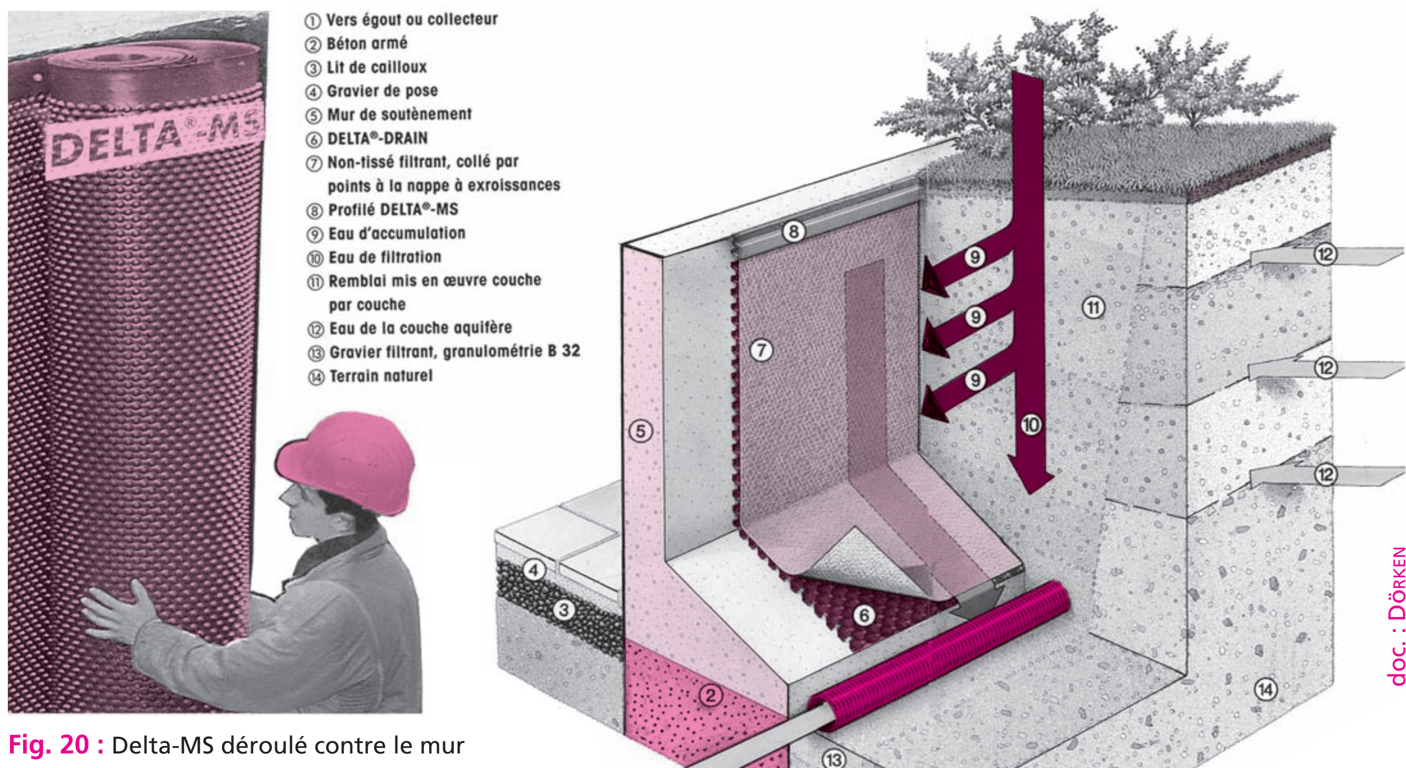


Fig. 20 : Delta-MS déroulé contre le mur

Fig. 21 : Principe de pose du Delta-Drain

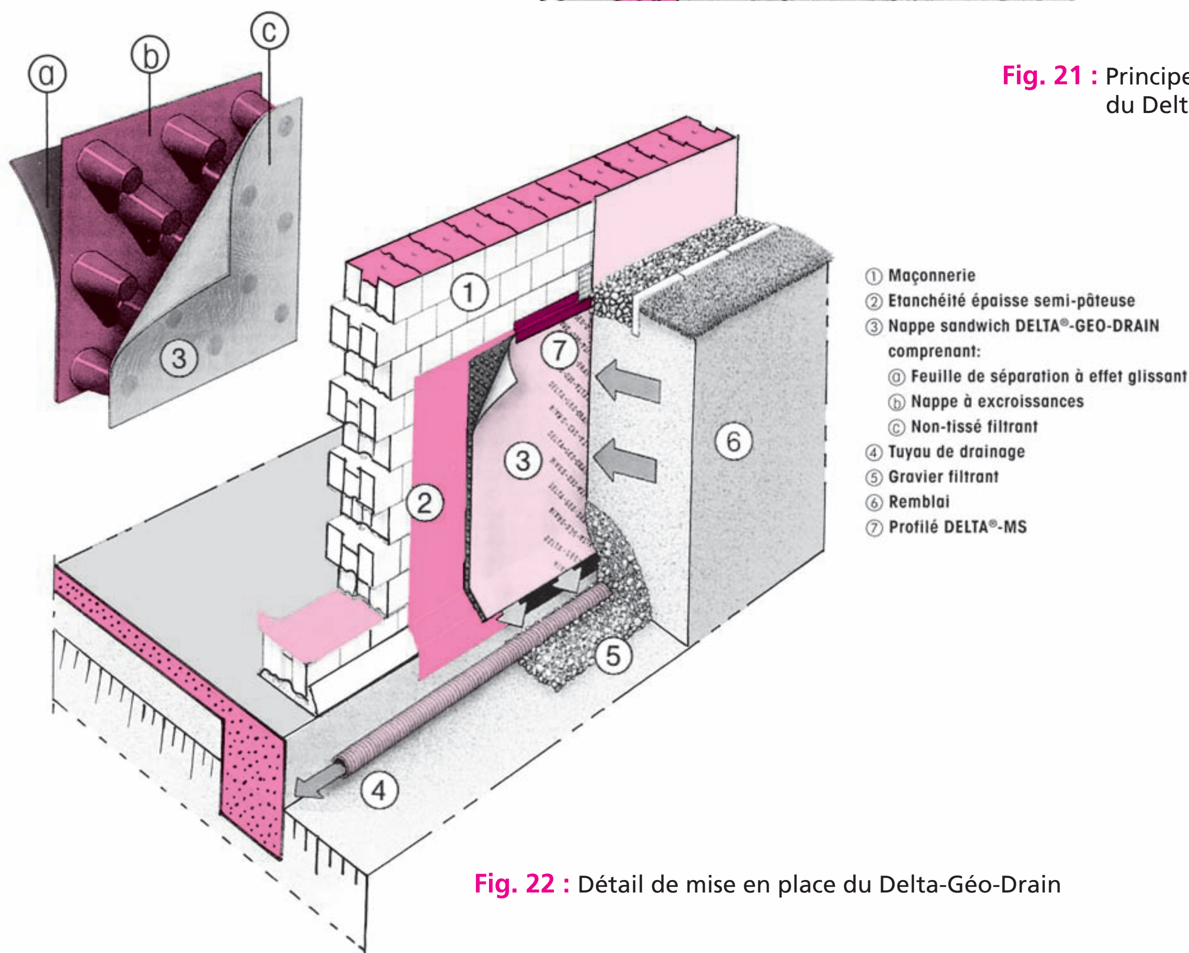


Fig. 22 : Détail de mise en place du Delta-Géo-Drain

Drainage en pied de mur

L'élément filtrant est constitué par du non-tissé synthétique imputrescible, par exemple de type polyester d'au moins 200 g/m². Il est en contact sur une face avec le terrain et enveloppe complètement ou partiellement un remplissage de granulats (pierres cassées 20/40).

L'enveloppe contient un volume de granulats de l'ordre de 160 à 200 dm³ par mètre. Elle est surmontée de remblais compactés par couches de 20 à 30 cm, et d'une couche de propreté (gravillons, dalles de jardin, etc.).

Les maisons de plain-pied font l'**objet d'un drainage** périphérique simple avec soubassement enduit au mortier de ciment hydrofugé et avec application d'une couche d'imperméabilisation à la brosse ou au rouleau (type Igol Fondation ou autre).

Recommandations de mise en œuvre

Cas 1

- **Si le drainage se situe immédiatement le long de la fondation**, il est interdit de descendre la tranchée drainante à un niveau inférieur à celui des fondations. L'ancrage de la fondation serait détérioré avec un risque de déchaussement par l'eau.
- Le tuyau de drain, en général de diamètre 80 ou 100 mm, est posé sur un béton maigre donnant la pente (≈ 5 mm par mètre de fondation) ou sur le débord de la fondation par rapport au mur.
- Le drainage au voisinage immédiat du mur présente l'inconvénient de maintenir une certaine humidité du sol et du mur. Les nappes à excroissances et les canaux formés éliminent ce risque et permettent au mur de respirer.

Cas 2

Le drainage est positionné à une certaine distance du pied de la fondation (fig. 25).

L'écoulement des eaux de ruissellement doit s'effectuer vers la tranchée drainante pour ne pas s'infiltrer au pied de la fondation et ainsi générer de l'humidité.

Une pente est nécessaire en rendant la surface inclinée la plus imperméable possible par compactage, revêtement ou nappe à faible perméabilité sous une couche de tout-venant.

Tranchée drainante éloignée du mur

Le rabattement de l'**eau** du sous-sol est favorisé, tout en contribuant à limiter les variations de la teneur en eau du sol de fondation et à réduire les tassements dans la durée.

- **Cas de terrain argileux et en pente** (fig. 25 et 26) : le niveau du drain est descendu sous le niveau des fondations en aménageant une pente inférieure à 1/3 pour réduire le risque de décompression du terrain.
- **Cas de** limons **ou de sable fin** : la pente est limitée à 15 % pour éviter l'entraînement des particules fines par l'eau.

Regards

- **Ils doivent être implantés** :
  - au point haut de départ du drain ;
  - à chaque changement de direction ;
  - au raccordement de deux drains si nécessaire.

Les regards utilisés sont souvent en béton en raison de leur résistance sous l'effet des charges du remblai. Toute introduction de matière (terre, gravois, etc.) par les joints ou le couvercle est à éviter en cours de travaux.

Les tuyaux PVC annelés permettent par leur souplesse de limiter les regards, sous réserve de ne pas étrangler la conduite par des courbures non compatibles.

L'implantation des regards peut prévoir plusieurs sorties du fait de la faible pente et des longueurs des murs de façade. **Un plan de récolement** des canalisations est recommandé en cas de travaux futurs.

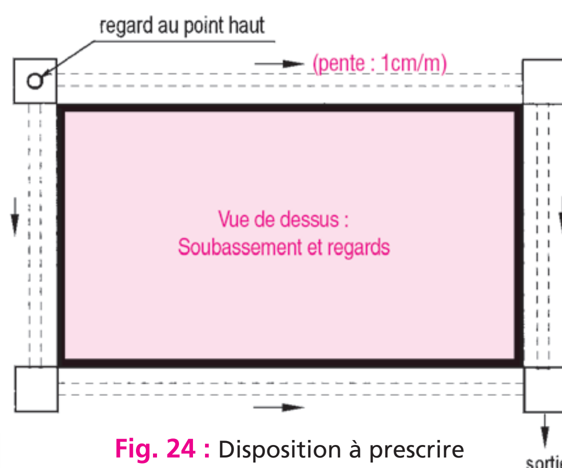


Fig. 24 : Disposition à prescrire

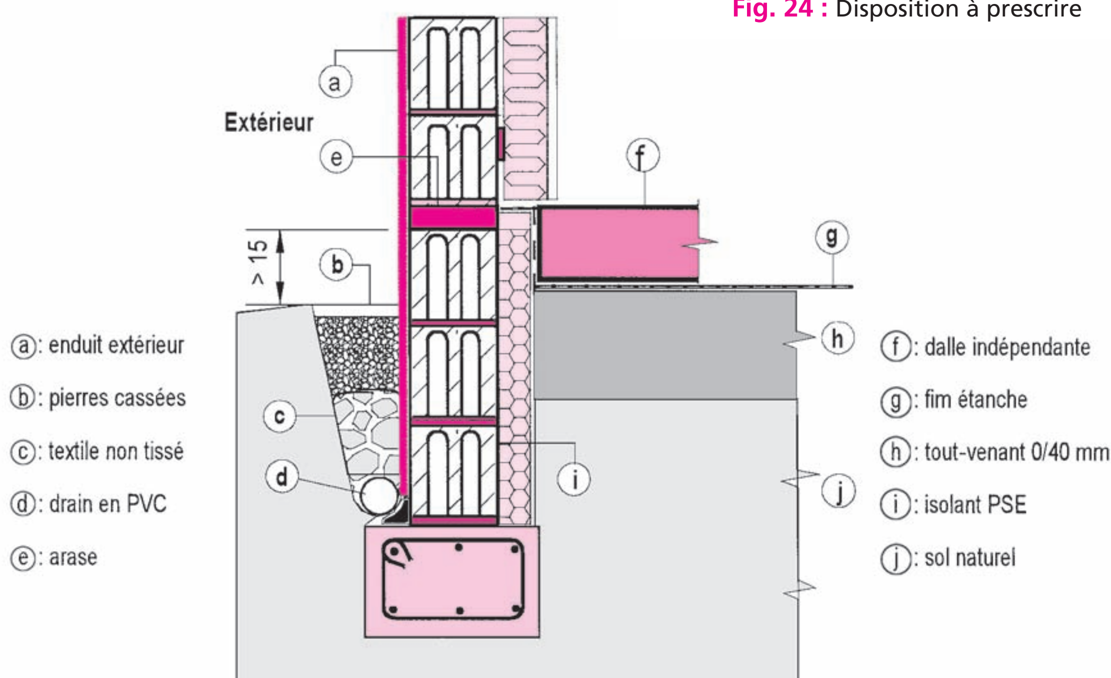


Fig. 23 : Drainage en pied de mur de pavillon

Tuyaux de drainage

- **Les tuyaux de type agricole en PVC-U** de couleur jaune sont uniformément perforés. Ils sont livrés en couronnes en tuyau annelé et flexible dans le sens longitudinal, mais rigide dans le sens transversal.

  – **Caractéristiques des produits**
    - Diamètres extérieurs courants : 80, 100, 125 mm
    - Largeur des fentes : 0,8 à 2,0 mm
    - Surface captante > 20 cm² par mètre
    - Longueur en bobine : 50 m

  – **Jonctions et tuyaux avec filtre**
    - Jonctions des tuyaux par manchon à douille ou à cliquet, pièce en té, pipe coudée, réduction et bouchon.
    - Tuyaux revêtus d'un géotextile en polypropylène collé à chaud en cas de pose en sols instables, sableux ou limoneux.

Les drains à cunette plate en PVC-U avec manchon intégré sont préconisés (longueur : 6 m) (cf. § 4 et fig. 17).

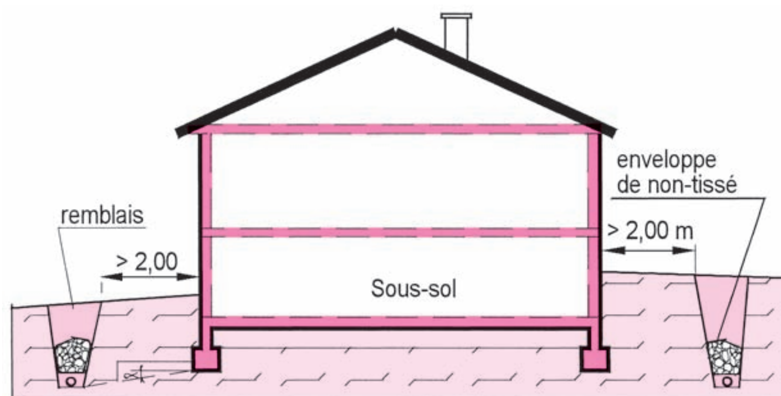


Fig. 25 : Terrain perméable et tranchées drainantes

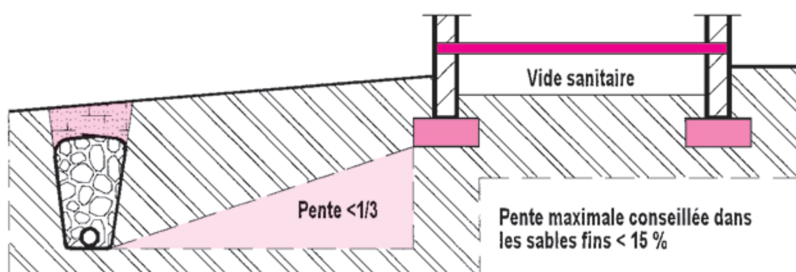


Fig. 26 : Pente maximale 1/3 en terrain argileux

Composants utilisés pour recueillir et évacuer l'eau

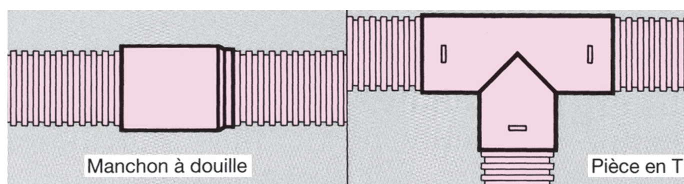


Fig. 27 : Tuyau de type agricole PVC-U et accessoires

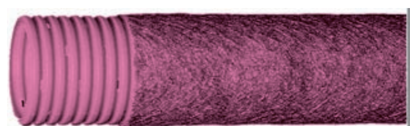
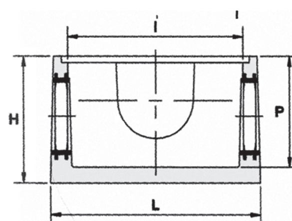
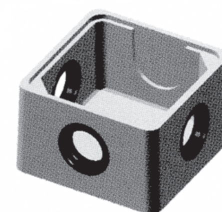


Fig. 28 : Tuyau filtrant revêtu d'un géotextile en polypropylène collé à chaud (type Eurodrain)





doc. : Hagler

Désignation	1(cm)	L(cm)	P(cm)	H(cm)	Poids(kg)
Boîte 25 x 25	28	33	17,5	20	18
Rehausse 25 x 25	28	33	-	20	16
Couvercle 25 x 25	-	32	-	2,5	6,5

Fig. 29 : Boîtes en béton à joints étanches à l'eau

Protection de remontées d'eau dans le mur extérieur

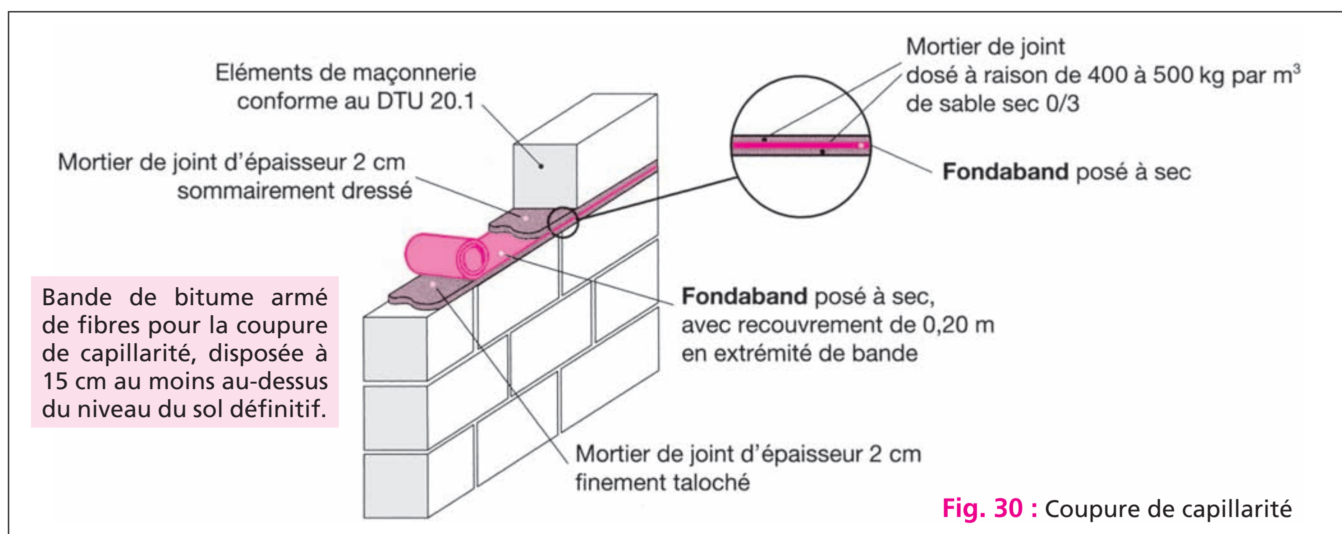


Fig. 30 : Coupure de capillarité

doc. : Siplast

7. Soubassement de terre-plein ou de vide sanitaire

Il s'agit de la partie enterrée des murs de catégorie 3.

Le critère essentiel est celui de la résistance mécanique : il est toujours satisfait avec des blocs d'épaisseur 20 cm, et l'enduit extérieur de la partie enterrée n'est pas obligatoire.

Ce cas est le plus fréquent en maison individuelle sans sous-sol, pour les maisons dont le rez-de-chaussée est sur terre-plein ou vide sanitaire.

Options de protection verticale : étanchéité à l'eau

- avec enduit hydrofugé et imperméabilisation par application bitumineuse.

Exemple :

Igol Fondation (produit Sika) appliqué à la brosse sur enduit taloché à raison de 0,150 l/m².

- par application directe sur les blocs béton.

Exemples de produits :

Igolatex (produit Sika) ou revêtement bitumineux épais appliqué à la taloche crantée. Igolatex est appliqué à raison de 1 à 2,5 kg/m² pour les 2 couches d'épaisseur totale 3 à 4 mm.

Lancoblack Fibre d'aspect pâteux et prêt à l'emploi (voir la fiche technique ci-après).

- sans enduit mais application d'une imperméabilisation au mortier spécifique à base de liants hydrauliques et adjuvants appliqué à la brosse ou à la lisseuse inox.

Exemple :

Mortier Weber d'appellation Motex Dry MI pour maison individuelle.

Option de protection verticale de l'étanchéité

- par une membrane formant nappe à excroissances type Delta-MS (cf. § 4 et fig. 18).

Option de réalisation ou non de drainage

- **sans drainage** dans le cas de terrains perméables (sables, graviers).

- **avec drainage** en pied de mur si le sol de fondation est peu perméable et avec risque d'accumulation d'eau au pied du mur.

  Il s'agit de collecter et évacuer les eaux d'infiltration par des drains posés à faible pente et ceinturant le bâtiment.

  Le système de drainage est alors constitué par un drain enveloppé avec un volume de pierres cassées dans un filtre non tissé de géotextile imputrescible (fig. 19 et 31).

- **avec tranchées drainantes éloignées de 2 m du mur** (fig. 25) en terrain perméable ou peu perméable sous le niveau de la fondation.

  Elles peuvent être réalisées après construction comme remède à l'état existant.

Coupure de remontées capillaires dans tous les cas

- **Soit par arase étanche** au mortier riche en ciment et hydrofugé d'une épaisseur minimale de 5 cm, positionnée au niveau requis par rapport au sol extérieur (fig. 31).
- **Soit par bande de bitume armé** placée en sandwich entre 2 couches de mortier (fig. 30).

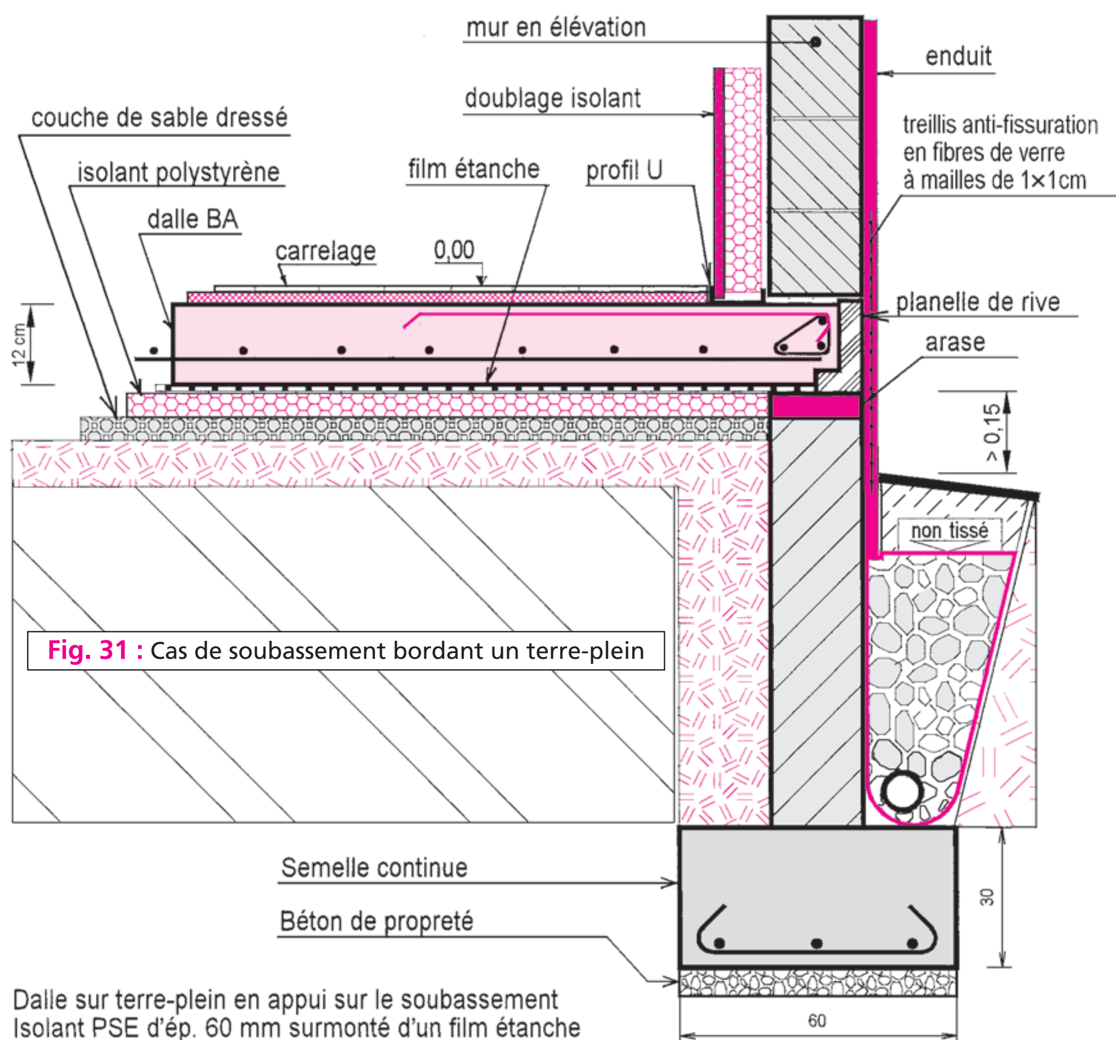


Fig. 31 : Cas de soubassement bordant un terre-plein

Protection des fondations et parties enterrées : LANKOBLACK FIBRE réf. : 202

Imperméabilisation et protection

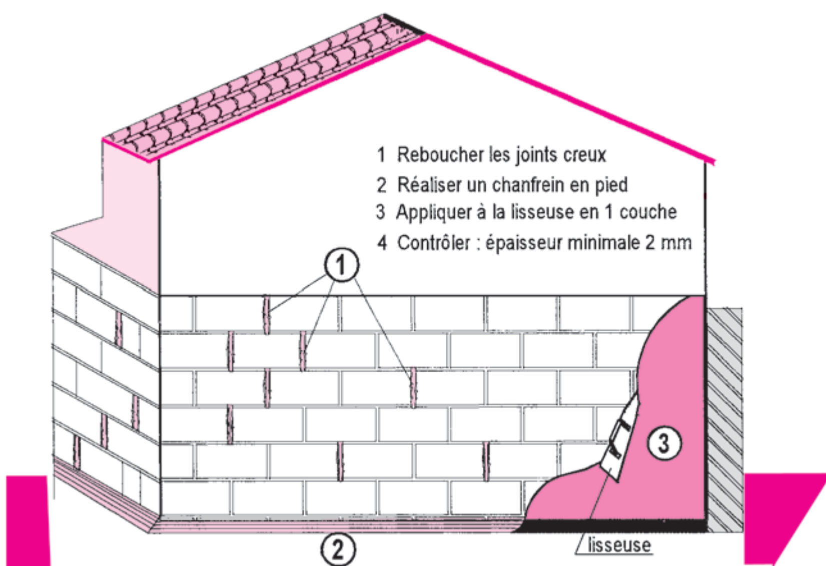


Fig. 32 : Schéma de principe de mise en œuvre

- **Protection des fondations et parties Pnterrées**
- **Application directe sur parpaings (murs de 2e et 3e catégories)**
- **Fibré**
- **Tenue à la pression d'eau**
- **Monocouche**
- **Cahier des clauses techniques VERITAS**
- **Procès-verbal CEBTP**



Fig. 32b

doc. : Parex Lanko

PROPRIÉTES

Emulsion bitumeuse en phase aqueuse renforcée par des fibres et des latex synthétiques. 202 LANKOBLACK FIBRE appliqué à froid, adhère parfaitement sur surface saine, propre et sèche. Après séchage, le revêtement obtenu constitue une enveloppe imperméable et reste plastique.

DOMAINES D'APPLICATION

- Imperméabilisation de murs et fondations exposés à l'humidité (parpaings, bétons banchés)
- Protection des matériaux enterrés (béton, bois, métal)
- Collage des matériaux isolants : panneaux de liège, laine de verre

CARACTERISTIQUES

- Prêt à l'emploi
- Aspect : pâteux
- Couleur : brun foncé
- Densité à 20°C : 1
- Temps de séchage : 2 h à 20°C en surface, 24 h à 20°C dans la masse
- pH : 12

MODE D'EMPLOI

Préparation des supports

- Vérification et garnissage des joints verticaux.
- Ragréage des épaufrures.
- Réalisation d'un chanfrein au mortier en pied de murs.
- Elimination des parties friables.
- Nettoyage de toutes traces de boue, poussière, corps gras...
- Humidification de la surface à traiter si nécessaire (la parfaite adhérence est obtenue sur support humide mais non ruisselant).

Préparation du produit

- Homogénéiser la pâte par brassage.

Application du produit

- 202 LANKOBLACK FIBRE s'applique en une couche à l'aide d'une truelle ou d'une lisseuse.
- Epaisseur minimale après séchage : 2 mm, éviter les surcharges.
- Nettoyage des outils :
  - à l'état pâteux : à l'eau,
  - à l'état sec : au white spirit.

PRECAUTIONS D'EMPLOI

- Ne pas appliquer à une température inférieure à + 5°C, par temps de pluie ou de brouillard.
- Ne pas appliquer sur support gelé et non absorbant.
- Ne pas remblayer avant séchage complet.
- Protéger des chocs.
- Ne pas laisser le revêtement exposé au rayonnement solaire.
- Utiliser 202 LANKOBLACK FIBRE conformément aux règles de la norme NF P 10-202 (DTU 20.1) concernant le traitement des maçonneries enterrées.
- 202 LANKOBLACK FIBRE ne résiste pas à l'eau sous pression > 4 bars.
- L'utilisation directe sur parpaing est réservée aux murs de 2e et 3e catégories (garages, chaufferies, caves).
- Epaisseur minimum 2 mm après séchage.
- Consulter la fiche de données de sécurité.

CONSOMMATION

2 kg/m² minimum.

CONDITIONNEMENT

- Seau de 25 kg.

CONSERVATION

12 mois à partir de la date de fabrication, en emballage d'origine non ouvert, stocké à l'abri du gel et des fortes températures.

GARANTIE

- RC Fabricant.

DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE

- Cahier des clauses techniques VERITAS
- Procès-verbai CEBTP N° 592.6.002 : fissuration/ adhérence/ tenue à la pression d'eau/ perméabilité vapeur d'eau.

ASSISTANCE TECHNIQUE

La Société Lafarge Mortiers S.A. assure l'information et l'aide aux entreprises qui en font la demande pour le démarrage d'un chantier afin de préciser les dispositions spécifiques de mise en œuvre du produit (ou procédé). Cette assistance ne peut être assimilée ni à la conception de l'ouvrage, ni à la réception des supports, ni à un contrôle des règles de mise en œuvre.

9. Étude de cas de pavillon en équerre avec sous-sol

Catégories des murs extérieurs du sous-sol pour le choix des solutions de protection

Localisation	Catégorie de mur	Murs enterrés totalement ou partiellement	Détails
Sous séjour et salon	Catégorie 1re	Enterrés sur une hauteur de 2,20 m	Se reporter à la coupe transversale fig. 37
Sous salle à manger	Catégorie 2e	Semi-enterrés sur la longueur suivant pente	
Façade Nord : zone de garage	Catégorie 2e	Semi-enterrés à hauteur constante	

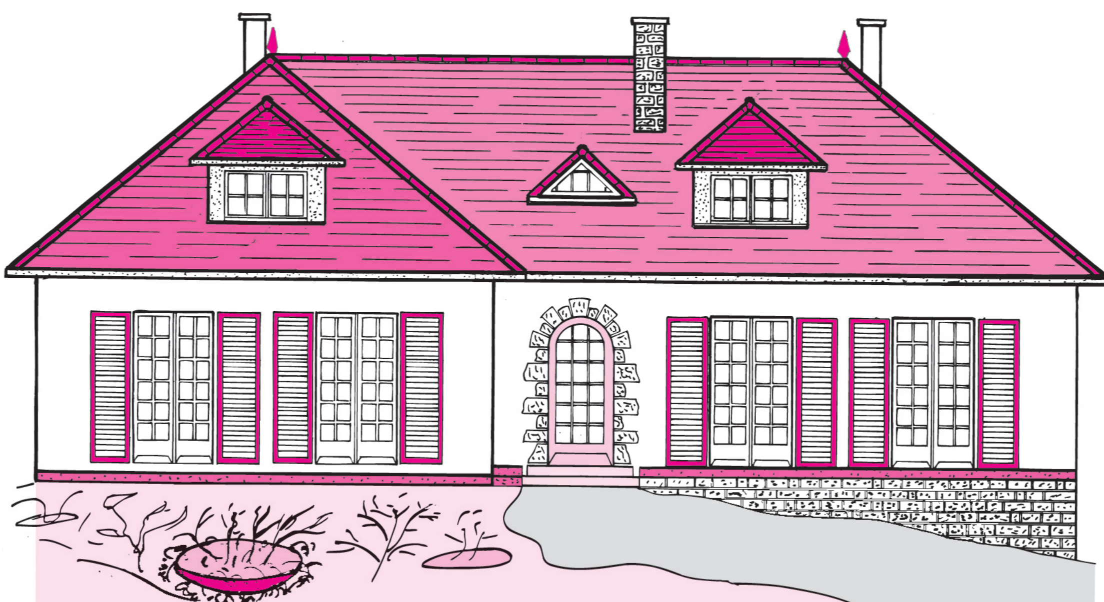


Fig. 33 : Mur enterré complètement au droit du séjour, et partiellement enterré au droit de la salle à manger

Fig. 34 : Plan du rez-de-chaussée

Fig. 35 : Visualisation de la structure du sous-sol, des murs enterrés et semi-enterrés

Le revêtement d'étanchéité sera délimité avec précision (trait bleu ou ocre) suivant le profil du terrain pour les arrêts horizontaux ou inclinés.

Le terrassement doit réserver un espace de 0,80 m au moins pour réaliser les travaux de protection et de drainage en pied des murs enterrés.

Les voitures accèdent au garage par un plan dallé incliné depuis la rue.

Un caniveau devant le garage recueille à la fois les eaux drainées et les eaux de ruissellement de l'accès (fig. 44).

10. Extrait du descriptif : assainissement des murs enterrés

► **Murs enterrés du soubassement**

- **Maçonnerie en blocs de béton semi-pleins** (blocs perforés d'épaisseur 0,20 m) avec blocs spéciaux pour les raidisseurs verticaux d'angle et intermédiaires en béton armé ancrés dans les semelles de fondations.
- **Arase étanche** en microbéton richement dosé à 500 kg de ciment par m^3 de façon à réserver au moins une hauteur de 0,15 m au-dessus le sol définitif.
- **Enduits et protection des murs enterrés.**
  – Les dispositions constructives minimales suivant la norme P10-202 (DTU 20.1) et les exigences de mise en œuvre des murs enterrés des sous-sols concernent :
    - d'une part, les murs de **catégorie 1 habitables** ;
    - d'autre part, les murs de **catégorie 2 non habitables**.

  – **Les locaux de catégorie 1 doivent être aérés et ventilés.**

  – **Prescriptions de mise en œuvre**
    - **murs de catégorie 1** (fig. 6)
      Le système étanchéité + protection doit permettre d'éviter l'apparition d'humidité par infiltration.
      Les murs seront revêtus extérieurement d'un enduit à base de liants hydrauliques, avec application d'une couche bitumineuse d'imperméabilisation bénéficiant d'un Avis technique pour son emploi sur des maçonneries enterrées.
    - **murs de catégorie 2** (fig. 7)
      La partie enterrée de la face extérieure doit recevoir un revêtement imperméable à l'eau.

  – Un drainage en pied de tous les murs périphériques de la construction sera prévu.

► **Composition du drainage**

- **Enveloppe en feutre non-tissé** type Bidim B4 ou similaire de 2,00 m en développement.
- **Tuyau de drainage** en longueur de 6 m et de diamètre nominal 90 mm avec cunette plate pour l'évacuation par pente de 0,5 mm par mètre dans le réseau d'eaux pluviales (fig. 17).
- **Appui des tuyaux de drainage** sur une forme en béton maigre dressé suivant la pente.
- **Remplissage de l'enveloppe** réalisé avec granulats concassés de 20/40, et le calage et l'enrobage du drain sont prévus en gravier 15/20, sur une épaisseur de 0,10 m environ au-dessus du drain, à l'exclusion de toute autre granulométrie.
- **Fermeture de l'enveloppe** par recouvrement du non-tissé d'au moins 0,20 m.
- **Remblai** jusqu'au niveau du sol par couches de 0,20 m soigneusement compactées.
- **Finition** par bande de gravillons sur une largeur de 0,50 m.

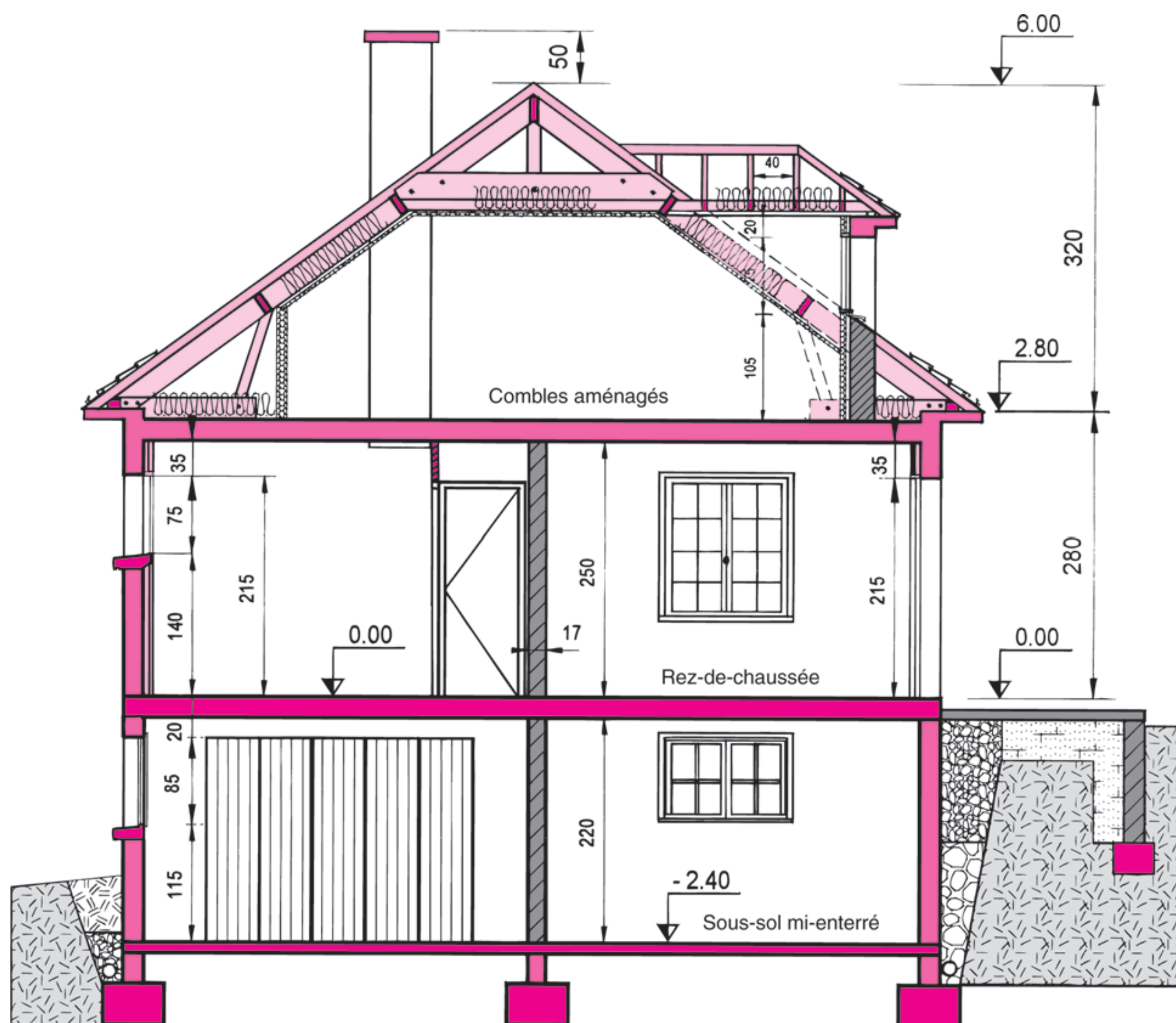


Fig. 37 : Coupe transversale sur la structure porteuse du pavillon

Angle de vue : façade arrière et façade latérale (fig. 38)

- La maquette présente les murs du sous-sol avec baies pour l'éclairage naturel des locaux.
- Le niveau des appuis de baies délimite la hauteur des maçonneries enterrées à traiter.
- La position en altitude de la maison est importante pour évacuer les eaux pluviales et drainer par gravité.

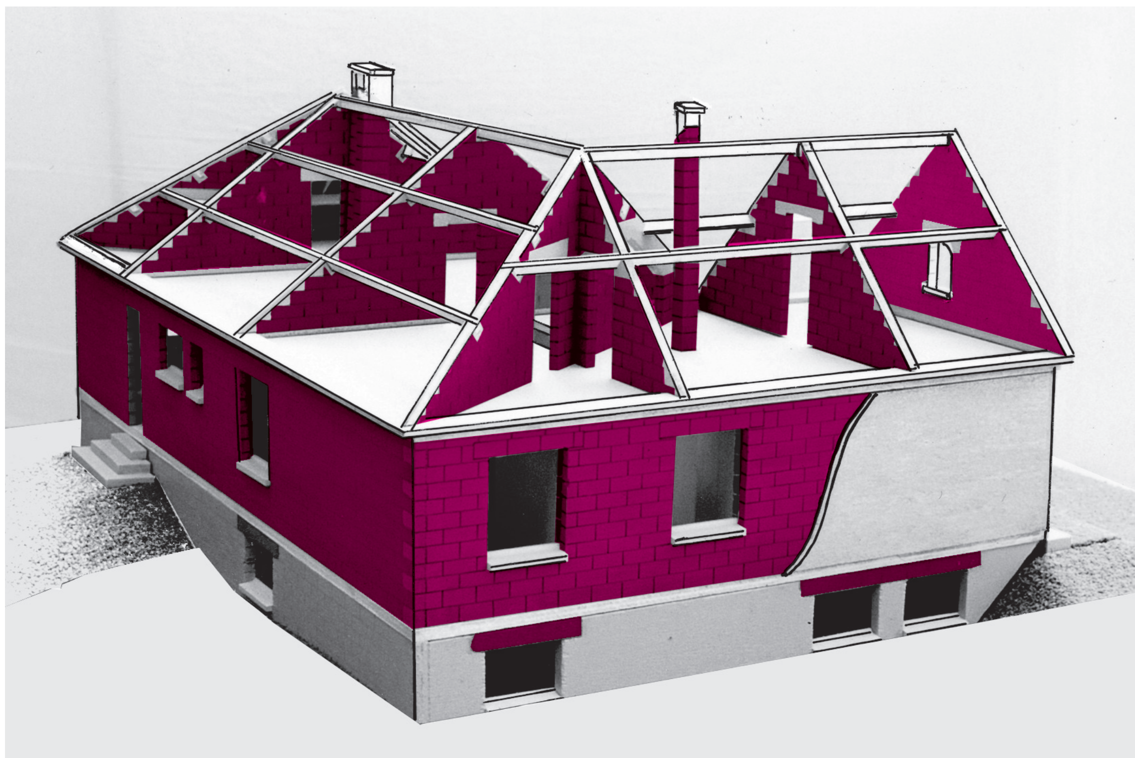


Fig. 38 : Façades côté jardin

Angle de vue : façade principale et entrée de garage (fig. 39)

- La délimitation des différentes hauteurs de sol fini permet d'arrêter les enduits des murs enterrés avec précision.
- Le concepteur prévoit l'évacuation des eaux drainées soit dans le réseau d'eaux pluviales, soit dans le terrain.
- Les descentes et regards d'eaux pluviales et le réseau des canalisations sont à implanter en fonction du toit et du terrain.

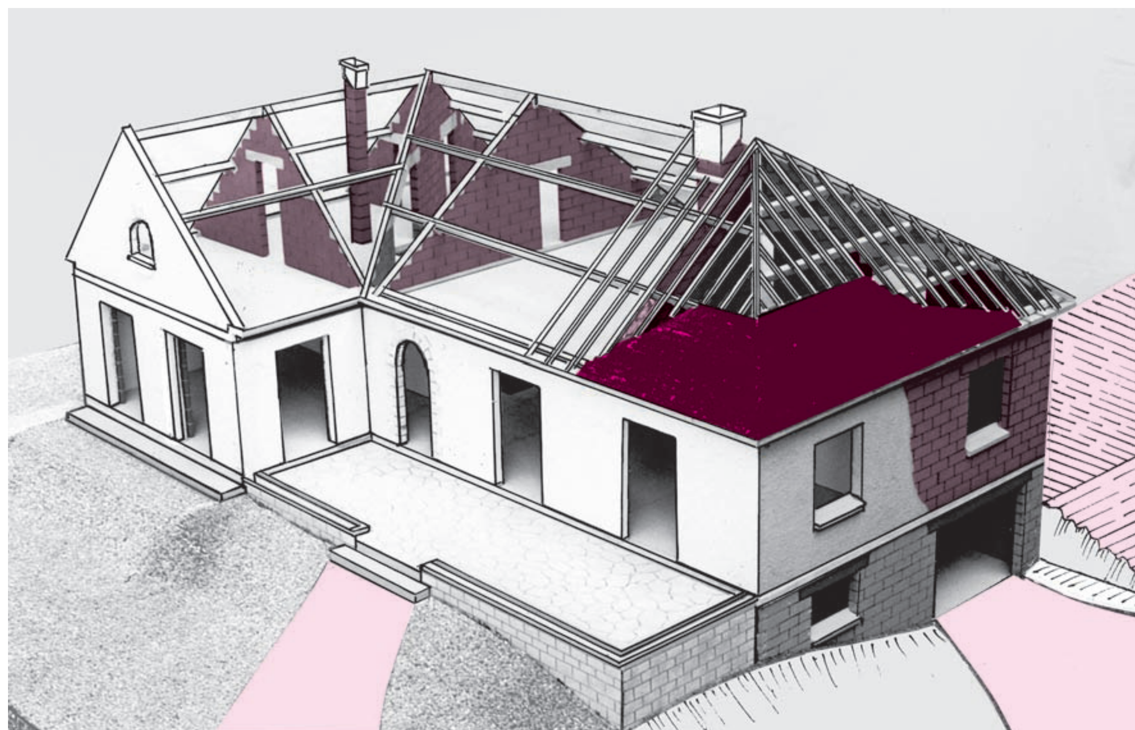


Fig. 39 : Façades côté rue

Protection de l'étanchéité des murs de catégorie 2

► Localisation

Les murs bordent des locaux où l'étanchéité de la paroi n'est pas obligatoire et des infiltrations limitées peuvent être acceptées (garage, buanderie, chaufferie).

► Préconisations

- **Imperméabiliser** le **mur côté extérieur**

  Options :
  - enduit hydrofugé + couche bitumineuse ;
  - une seule couche d'application directe sur parpaings d'enduit bitumineux type Lankoblack ou similaire ;
  - dispositif éventuel de protection par membrane type Delta-MS (fig. 40).
- **Drainer et évacuer** l'**eau d'infiltration vers le réseau d'eaux pluviales**

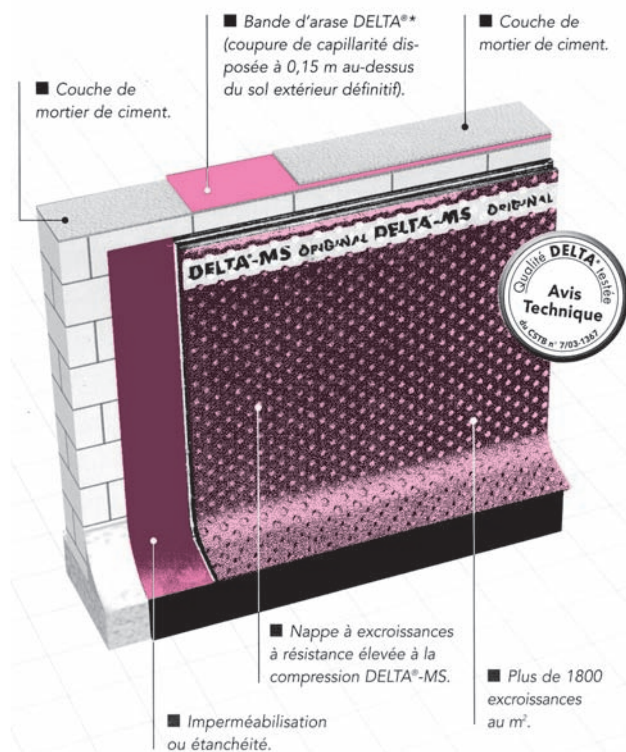


Fig. 40 : Imperméabilisation et protection de l'étanchéité (locaux non habitables de catégorie 2)

Protection de l'étanchéité des murs de catégorie 1

► Localisation

Il s'agit des pièces habitables du sous-sol enterré où aucune trace d'humidité n'est acceptée sur la face intérieure.

► Préconisations

- **Imperméabiliser** le **mur côté extérieur**
  - **1er moyen :** le mur est préalablement enduit au mortier de ciment bâtard hydrofugé, et une couche d'imperméabilisation est appliquée sur l'enduit, par exemple une couche bitumineuse étalée à la brosse ;
  - **2e moyen :** appliquer un mortier spécifique d'imperméabilisation par minéralisation type Motex Dry (Weber), étalé à la brosse ou à la lisseuse, avec épaisseur en tous points supérieure à 2 mm.
- **Drainer verticalement la paroi**

  Principe et choix de produit adapté conforme aux prescriptions et règles de construction :
  - **Principe :** utilisation d'un produit ayant une structure à 2 couches, dont l'une avec filtre géotextile ;
  - **Choix :** par exemple, produit Delta-NP Drain ou similaire (voir le détail de mise en œuvre fig. 41).

Couche 1 : nappe à excroissances HDPE de hauteur 8 mm en polyoléfine à résistance à la compression de 150 kN/m², utile lors de la mise en place du remblai.

Elle forme des canaux de ventilation entre le mur et les excroissances, et ménage une couche d'air pour obtenir un soubassement sec.

Couche 2 : géotextile thermosoudé sur les têtes des excroissances, stable à la compression et au filtrage.

Cette couche est orientée côté remblai et sert de filtre pour drainer verticalement les eaux d'infiltration vers le drain collecteur en pied de mur. L'eau n'exerce pas sa pression sur le mur et s'écoule par gravité.

Le non-tissé est imputrescible et évite le colmatage du réseau de canaux de la structure alvéolaire.

Drainage horizontal par tube perforé, en diamètre 80 mm ou 100 mm, et enveloppe géotextile de granulats pour empêcher le colmatage du drain.

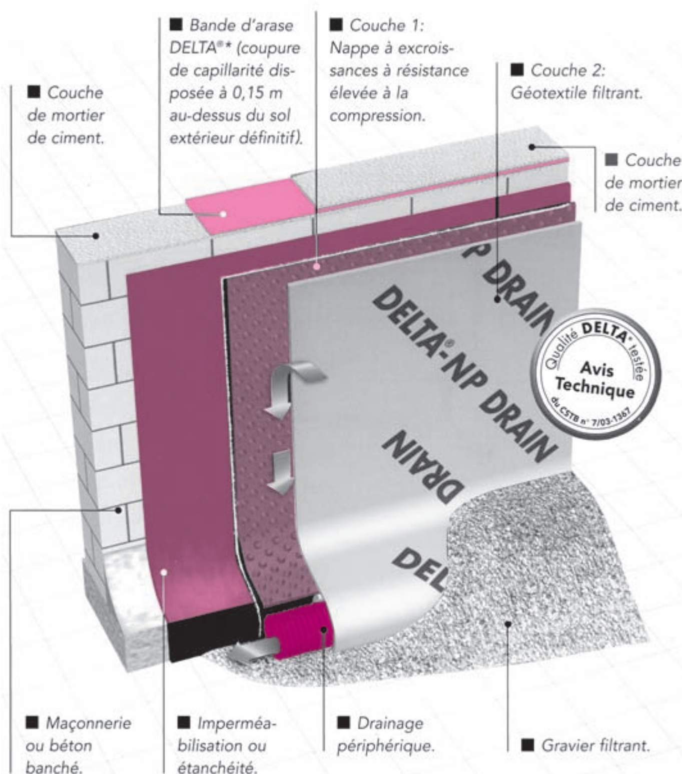
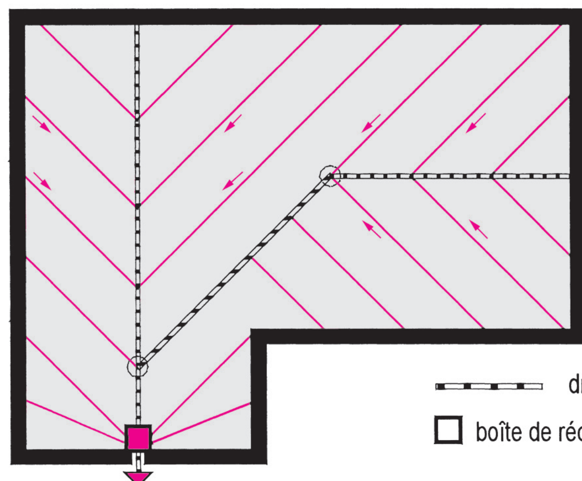
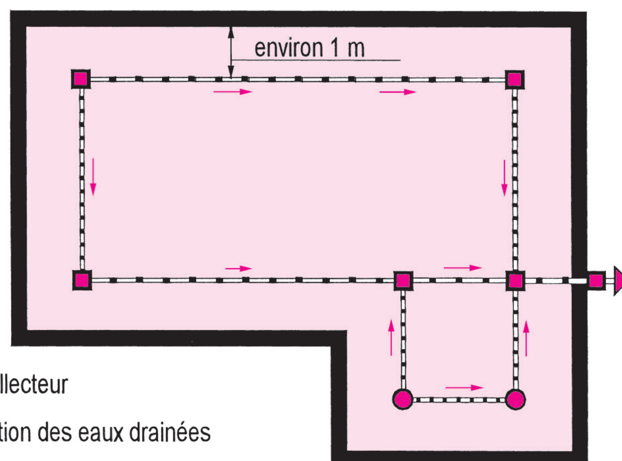


Fig. 41 : Imperméabilisation et protection de l'étanchéité (locaux habitables de catégorie 1)

Diverses dispositions sous dallage





drain collecteur

boîte de récupération des eaux drainées

Fig. 42 : Disposition en épis

Fig. 43 : Disposition en ceinture intérieure

évacuation vers garage et collecteur

drainage intérieur en étoile ou en épi

ventilation

local garage

ventilation

drain perforé à cunette

100

100

regards de changement de direction

caniveau-grille devant garage

Drainage vertical
- drain
- graviers
- tissu non tissé d'anti-colmatage

vers eaux pluviales

Fig. 44 : Visualisation du drainage intérieur et extérieur

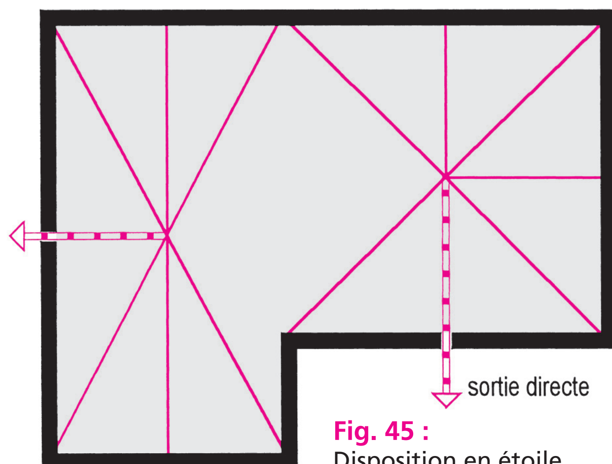


Fig. 45 :
Disposition en étoile

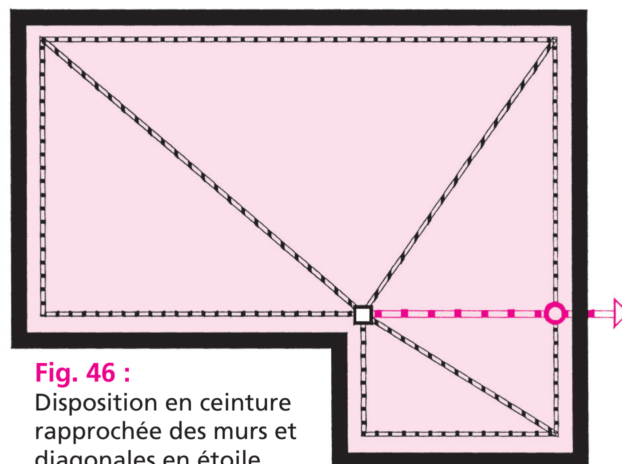


Fig. 46 :
Disposition en ceinture rapprochée des murs et diagonales en étoile

Évacuation des eaux drainées et pluviales

Les tuyaux ou composants de récupération des eaux drainées en pied de mur ne recueillent pas les eaux en provenance du toit (EP).

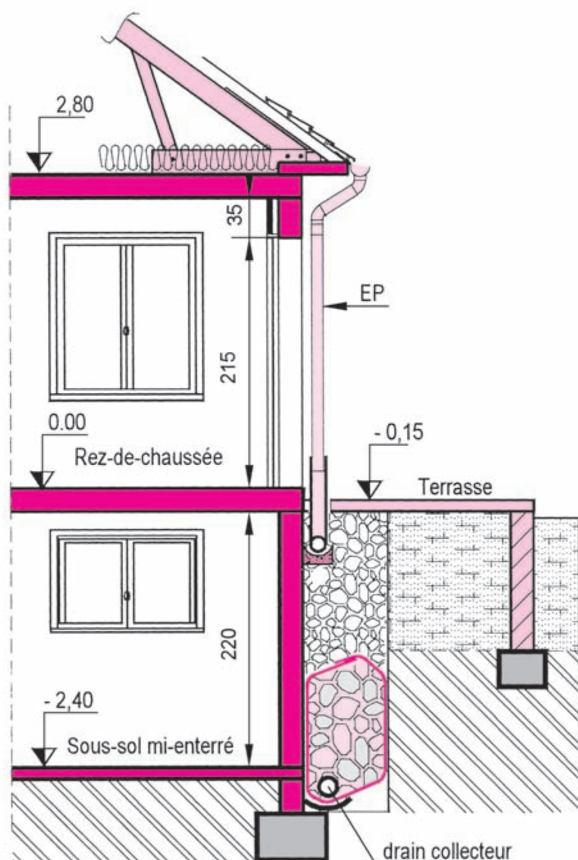


Fig. 47 : Réseau séparatif à la périphérie pour eaux pluviales et eaux des drains

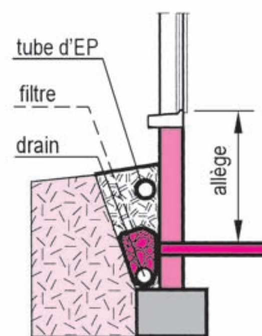


Fig. 48 : Cas du mur mi-enterré avec drain et canalisation EP

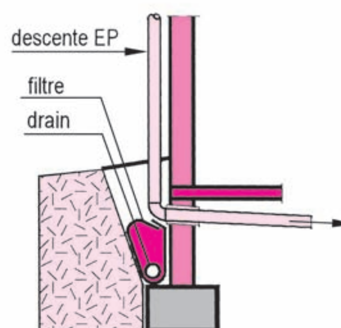


Fig. 49 : Traversée de mur pour eaux pluviales avec {fourreau + étanchéité}

14. Procédé de drainage sous dallage avec nappes à excroissances

- **Le principe d'utilisation** consiste à capter et drainer les eaux issues du fond de forme d'un dallage sur terre-plein (fig. 50).
- **La nappe drainante** est constituée d'un géotextile filtrant thermosoudé sur une nappe à excroissances de hauteur 8 mm en PEHD (polyéthylène haute densité) de couleur brune.
- **Les rouleaux de Delta-NP Drain** sont déroulés sur le sol compacté et nivelé avec un recouvrement d'au moins 20 cm entre les lés.
- **Dimensions des rouleaux :** 12,5 x 3 m et 20 x 2,0 m
- **Évacuation :** les eaux sont dirigées vers un drain collecteur avec enveloppe de non-tissé et graviers autour du drain (fig. 50).

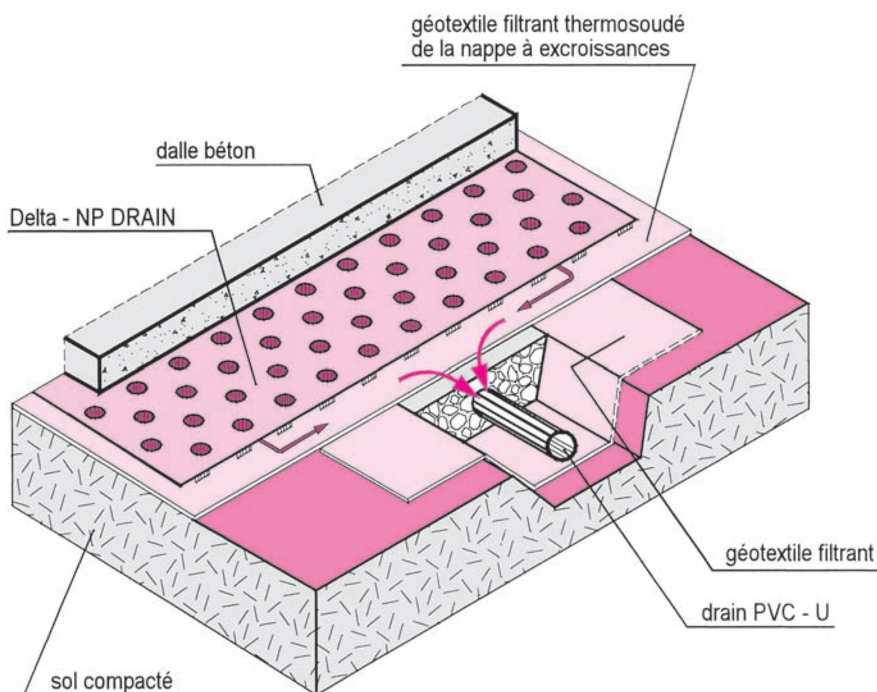


Fig. 50 : Schéma de drainage sous dalle en béton armé avec nappes Delta-NP Drain

15. Fiche technique pour locaux non habitables de catégorie 2

Il s'agit de la partie enterrée des murs de garage, cave, chaufferie.

Données	Sopramur Latex est une émulsion de bitume enrichie en fibres et en résine de type latex.
• Mur enterré en blocs creux en béton hourdés au mortier de ciment • Maçonnerie non enduite mais à joints affleurés après rebouchage • Terrain perméable • Faible sollicitation par l'eau (pression négligeable) • Choix d'une solution sans enduit : **Sopramur Latex**	Le mélange bitume-résine latex améliore l'adhérence du produit. Les fibres augmentent la résistance à la fissuration et permettent le chargement en épaisseur pour une meilleure tenue et une mise en œuvre facilitée.

1. Supports :

Supports rugueux : béton, parpaings, agglo, briques. Les supports poreux doivent être humidifiés.

Les maçonneries seront soigneusement rejointoyées au mortier avant application.

2. Imperméabilisation de la paroi :

Application à la taloche de 2 couches croisées de **SOPRAMUR LATEX**.

La première couche est appliquée de bas en haut avec le côté cranté ; la deuxième couche - après séchage (1 à 4 heures) - vient recouvrir et remplir les rainures laissées par la première. L'épaisseur totale du revêtement ne doit pas dépasser 3 à 4 mm.

3. Protection :

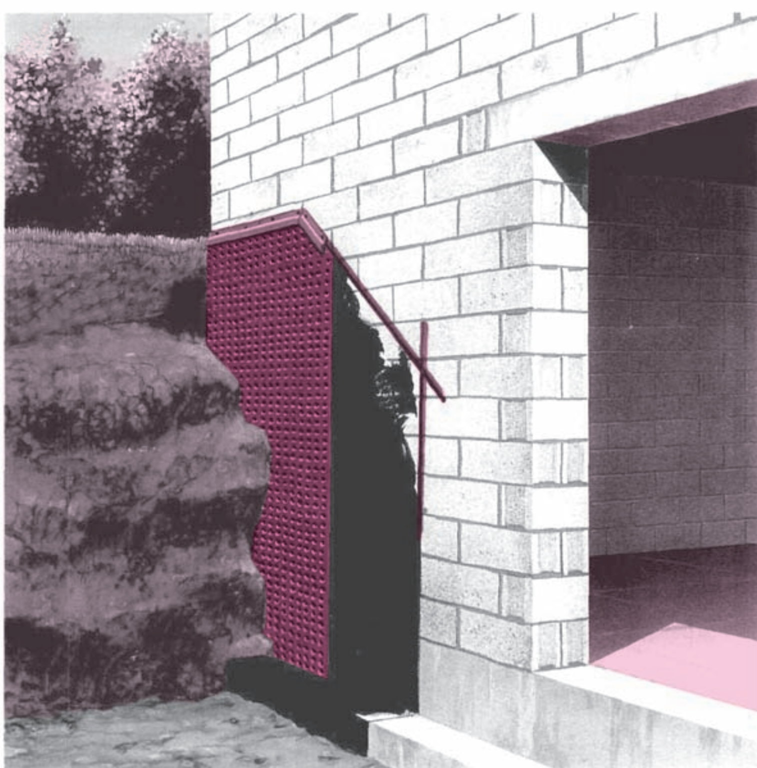
Mise en place d'une feuille extrudée en polyéthylène **PROTECDRAIN** destinée à protéger contre les chocs du remblai.

La feuille est déroulée autour de l'ouvrage et fixée mécaniquement au mur au-dessus de l'imperméabilisation.

4. Finition :

Mise en place et fixation du profilé de finition **PROTECDRAIN** sur le bord supérieur de la feuille extrudée.

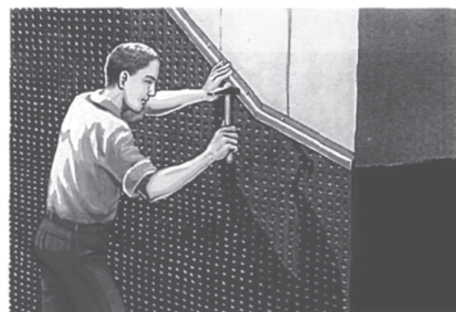
doc. : Soprema



Matériel	Application	Consommation	Conditionnement
- Taloche	+35°C +5°C	1,5 à 2,5 kg/m² selon rugosité du support	- Bidon de 10 kg - Bidon de 30 kg
Nettoyage des outils	**Séchage entre couches**	**Délai remblaiement**	**Précaution d'emploi**
- Frais, à l'eau - Après séchage solvant, white spirit...	1 à 4 heures à 20° C	10 jours	Bien remuer avant emploi



Application de l'enduit d'imperméabilisation SOPRAMUR LATEX.



Mise en place de la protection PROTECDRAIN.

Important : un drainage collecteur est nécessaire en partie basse dans le cas de forte sollicitation par les eaux de ruissellement.

Chapitre 13

Sols de fondation, charges et pressions – Risques de tassements et désordres

1. Références aux documents officiels

Chaque entreprise doit se référer aux normes et règlements en vigueur, aux stipulations des règlements professionnels applicables aux travaux suivant leur nature.

Ci-dessous quelques exemples indicatifs.

- **Normes sur l'identification et la classification des sols**
  - Définitions des paramètres de porosité, indice des vides, teneur en eau, etc.
  - Forages et sondages, essais et mesures géotechniques

> À noter que le terme bon sol ne devient significatif qu'à partir d'une évaluation de sa portance à l'aide d'essais par des matériels performants et en tenant compte d'un coefficient de sécurité souvent pris égal à 4 par principe de précaution.
> Les valeurs retenues en pratique pour qualifier un sol porteur pour des fondations de maison varient généralement entre 0,1 et 0,2 MPa.

Exemples

Pression admise	Semelle	Charge admise
0,1 MPa ou 1 daN/cm²	40 x 100 cm	4 000 daN ou masse : 4,08 tonnes/m
0,2 MPa ou 2 daN /cm²	50 x 100 cm	10 000 daN ou masse : 10,2 tonnes/m

- **Règles de construction parasismique de maisons individuelles** et bâtiments assimilés
  - Conception et implantation sur le site
  - Semelles filantes en réseau maillé
  - Cas de fondations avec dallage sur terre-plein
  - Cas de fondations avec vide sanitaire
- **Règles pour le calcul des fondations superficielles** (DTU 13-12)
  - Le calcul des ouvrages de fondations
    - réaction du sol ;
    - actions et sollicitations en fonction des règlements en vigueur tels que règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, règles neige et vent sur les constructions et annexes.
  - Le mode de détermination de la contrainte de calcul admise suivant la nature du sol
  - Les dispositions constructives des ouvrages de fondations
  - La sensibilité au gel

Les références apparaissent dans le CCTP (Cahier des clauses techniques particulières) pour chacun des lots afin de constituer une sorte de garde-fou d'exigences minimales d'exécution, et elles font partie des pièces contractuelles en cas de désordres, de litiges ou de malfaçons.

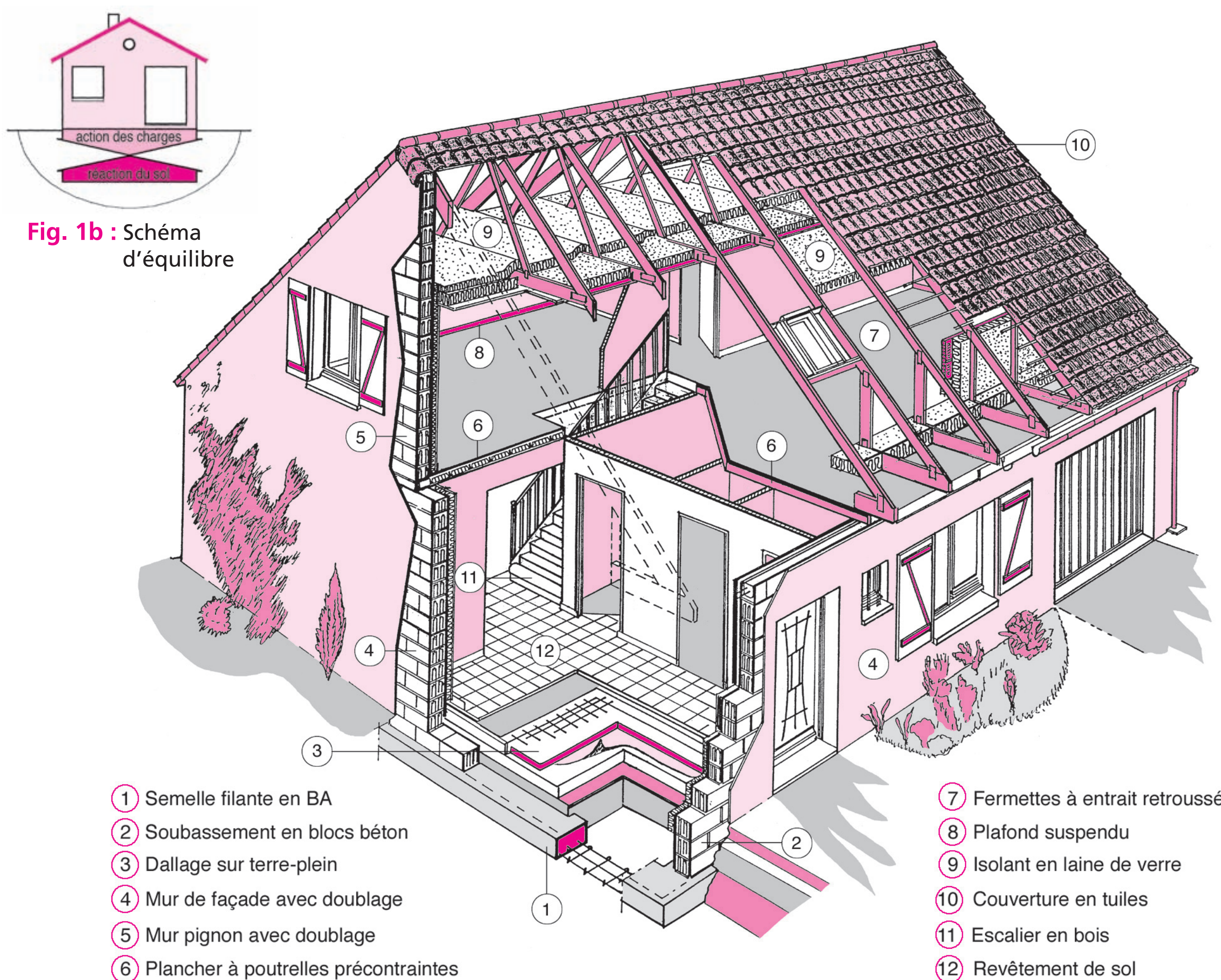


Fig. 1b : Schéma d'équilibre

Fig. 1 : Toutes les charges des ouvrages d'une maison sont transmises au sol porteur qui assure l'équilibre

2. Semelles filantes rigides et charges non uniformes

Hypothèses : sol homogène, charges centrées, diagramme des pressions sous les semelles supposé uniforme



Fig. 2 : Façade principale

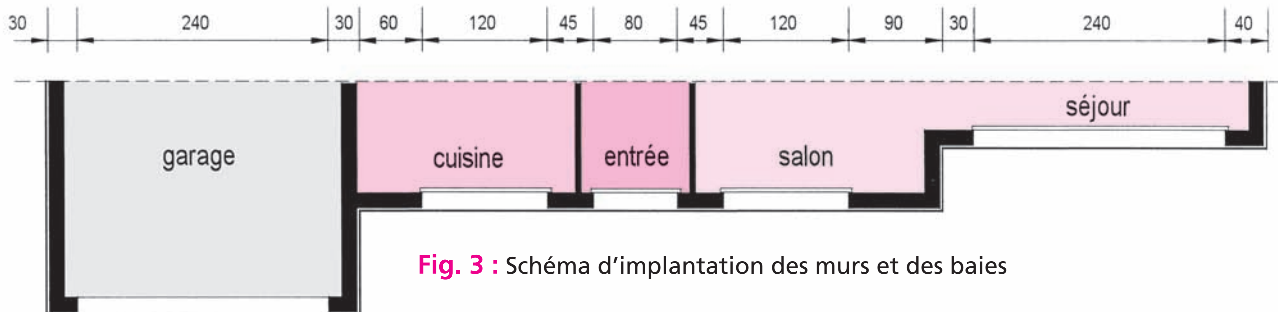


Fig. 3 : Schéma d'implantation des murs et des baies

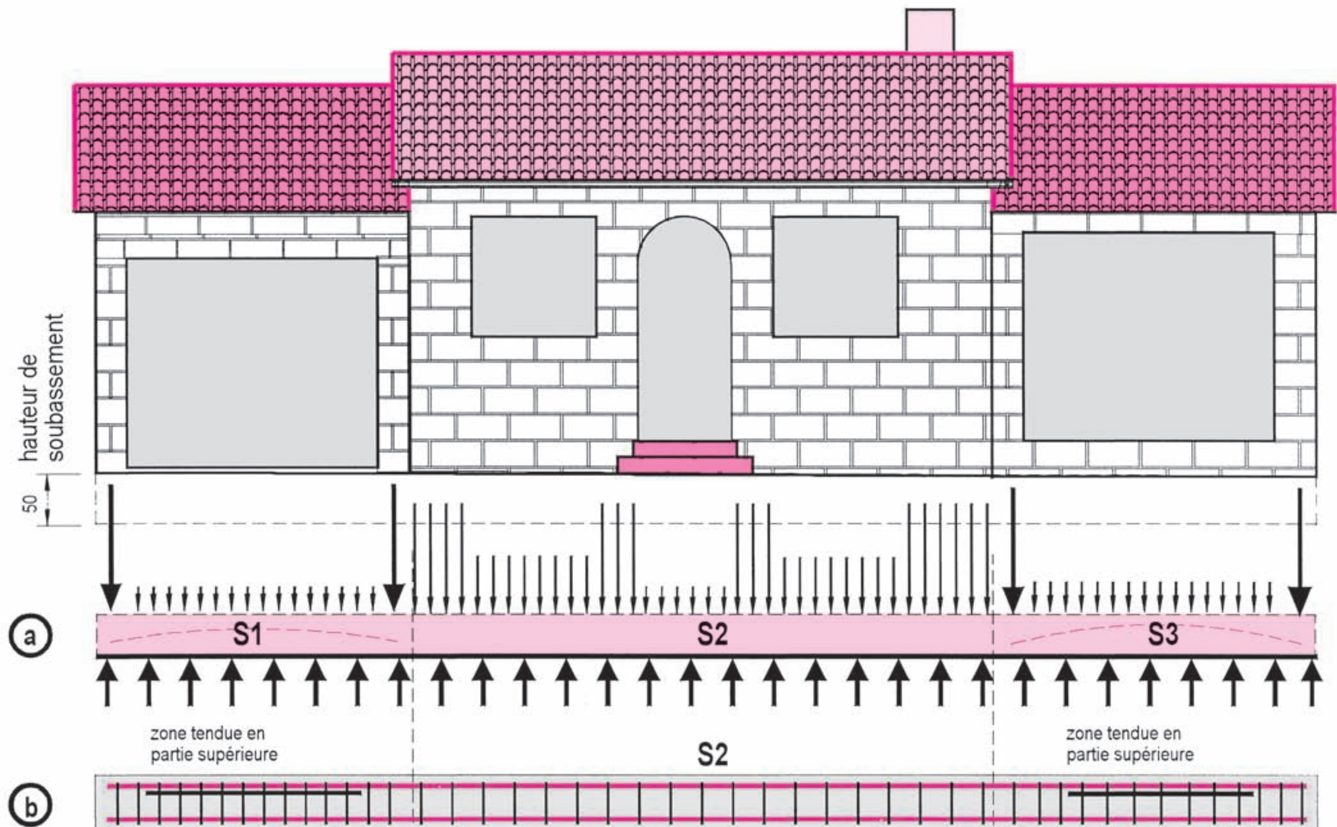


Fig. 4a : Charges réparties non uniformes et charges concentrées sur les semelles actions ascendantes du sol supposées d'intensité uniforme sous les semelles rigides en BA

Fig. 4b : Schéma de principe de la disposition des aciers

Recommandations constructives

Les armatures préfabriquées des semelles seront de type renforcé (aciers inférieurs et supérieurs).
Des renforts seront disposés en partie supérieure au droit des baies très larges.
Les équerres en acier HA doivent assurer les liaisons horizontales aux angles rentrants et sortants.
Les chaînages verticaux ou poteaux seront ancrés par retours d'équerre dans les semelles.

3. Nature du sol de fondation et pression admise

Nature du sol	Pression admise (MPa)
Limons et argiles limoneuses	0,06 à 0,12
Remblais anciens stabilisés (sol instable sauf étude)	< 0,08
Argiles (sol fin cohérent) : • Sèche • Humide • Plastique • Sèche sableuse • Graveleuse humide • Sèche compacte	 0,15 à 0,30 0,15 à 0,30 0,15 à 0,30 0,30 à 0,45 0,15 à 0,22 0,45 à 0,75
Sable (sol grenu pulvérulent)	0,30 à 1,20
Gravier (sol grenu)	0,45 à 1,20
Marne (argile + calcaire) • Compacte • Très compacte	 0,06 à 0,10 0,75 à 1,20
Craie	0,45 à 1,20
Tourbe et vase (sol organique non porteur à forte rétention d'eau)	0,008 à 0,022
Roche en formation stratifiée favorablement (schistes essentiellement)	1,50 à 2,25
Roches dures : granit, calcaires, grès, gneiss, basalte	3,00 à 4,50

Cas des semelles de fondations **Ordre de grandeur des contraintes de calcul**	**(DTU 13.12)** **q en MPa**
• Argiles sauf argiles très plastiques	0,1 à 0,3
• Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
• Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
• Roches peu fissurées saines, non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5

- **Les roches dures ou très dures,** telles que les granits, les calcaires, les gneiss et les schistes, sont concernées par la **mécanique des roches.**
- **Les roches sédimentaires** de formation alluvionnaire comprennent surtout les argiles, les marnes, les sables et graviers, les limons et les vases.

  Elles sont les plus répandues pour servir à l'assise des fondations superficielles des maisons, après avoir effectué la reconnaissance des sols par des sondages ou autres procédés et essais en laboratoire.

  L'étude de leurs propriétés et de leurs caractéristiques physiques et mécaniques fait partie de **la mécanique des sols.**

4. Caractéristiques fondamentales des sols

Un sol est formé d'un ensemble constitué par :
- des grains ou particules solides (squelette) ;
- des vides remplis d'air ou d'eau.

L'étude d'un sol consiste en l'étude du complexe :

sol - air - eau

L'eau du sol existe sous trois formes :
- **eau de circulation** qui peut se déplacer dans les vides compris entre les grains solides, par canaux continus très fins appelés filets liquides.

  Le coefficient de perméabilité est donné par la formule de Darcy.

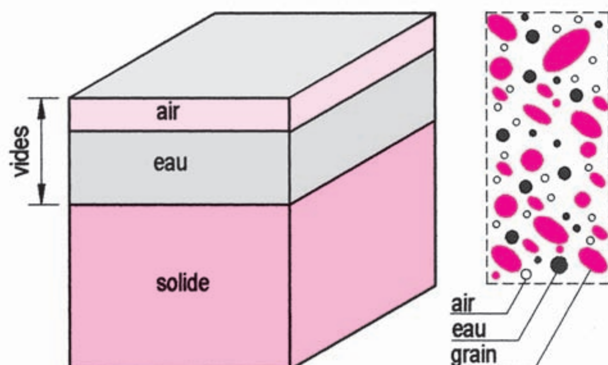


Fig. 5 : Volumes air, eau et solide

- **eau adsorbée** qui constitue une pellicule extrêmement mince entourant chaque grain. Elle joue un très grand rôle dans la force de cohésion (fig. 6).
- **eau de constitution** qui entre dans la composition chimique du terrain, ou eau de cristallisation par exemple pour le gypse.

Définitions élémentaires

Notation	Définition et expression
Volume des vides : **v**	Volume de sol non constitué de grains solides. Il englobe { air + eau }
Porosité : **n**	Rapport des vides au volume total **V**. **n** = v/V ou en pourcentage **n %** = (100 . v) / V
Indice des vides : **e**	Rapport du volume des vides v au volume des grains. $e = \frac{v}{(V - v)}$
Teneur en eau : **w**	Rapport en pourcentage du poids de l'eau au poids des grains : w %

Exemples	porosité	indice des vides	teneur en eau	densité sèche	densité humide
	n %	e	w %	kN/m³	kN/m³
Argile molle	45	0,85	32	14,30	18,95
Argile raide	34	0,50	19	17,50	20,80

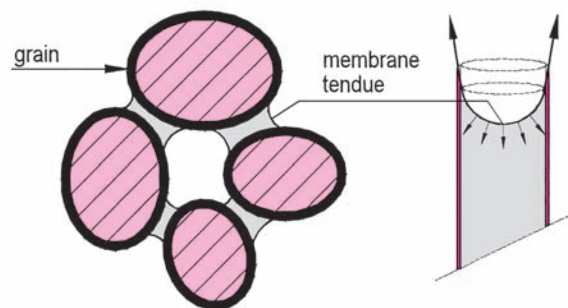


Fig. 6 : Cohésion par les ménisques d'eau qui exercent des forces capillaires entre les grains

5. Paramètres et facteurs de capacité portante d'un sol

► **Paramètres principaux**

La détermination de la pression ultime s'effectue à partir d'essais en laboratoire avec sélection de trois paramètres principaux :
- la cohésion **C** ;
- l'angle de frottement interne **φ** ;
- la masse volumique **γ**.

La cohésion d'un sol résulte des forces de capillarité qui s'exercent entre les grains reliés entre eux par une mince pellicule d'eau ou membrane.

Un sable sec par exemple n'a pas de cohésion, il est classé en sol pulvérulent.

L'argile humide présente une forte valeur de cohésion, d'où l'appellation de sol cohérent.

L'angle de frottement interne est déterminé en cisaillant le sol sur lui-même par un essai de cisaillement. L'angle de frottement interne dépend essentiellement de la compacité du matériau et accessoirement de la forme des grains.

La masse volumique dépend de la nature du sol et de sa compacité.

► **Facteurs de capacité portante**

- **Hypothèses**
  - Semelle filante
  - Sol homogène horizontal
  - Charge verticale uniformément répartie
- **Notations**
  - Largeur de semelle : **B**
  - Profondeur de fondation : **D**
  - Charge verticale par mètre : **P** (jusqu'à équilibre plastique)
  - Angle de frottement : **φ**

- **Constats** (voir aussi fig. 11)
  - Formation d'un coin triangulaire AOA', solidaire de la semelle.
  - Sol comprimé de part et d'autre du coin.
  - Parois OA et OA' agissent comme des écrans de butée par frottement du terrain sur lui-même (sol/sol).
  - Butée avec force de cohésion C et force de frottement Pp.
  - L'équilibre du coin permet de déterminer la pression ultime à ne pas dépasser.

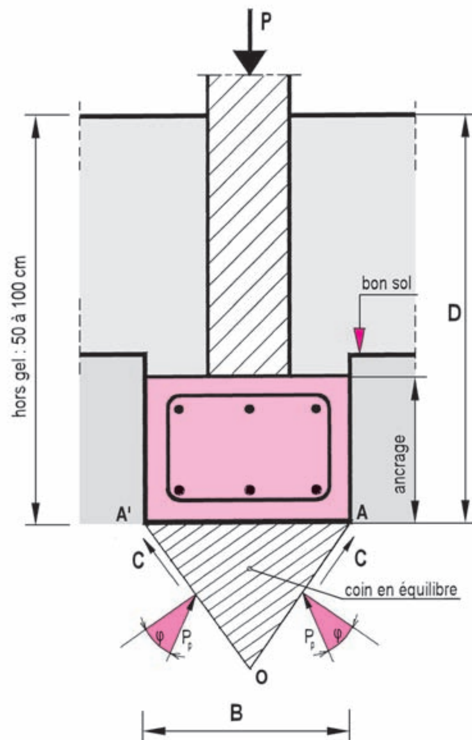


Fig. 7 : Notations et équilibre du coin de terre (voir également fig. 11)

- **Expression de la valeur de la pression ultime q_u**

  Elle est mentionnée dans le DTU des règles de calcul des fondations superficielles.

  Elle utilise les trois coefficients Nγ, Nq et Nc qui ne dépendent que de l'angle de frottement φ. Ces coefficients, sans dimension, sont dénommés facteurs de capacité portante :

  - N_γ est le terme incluant le poids des terres et le frottement sous la semelle ;
  - N_q est le terme relatif à l'ancrage et à la profondeur de fondation ;
  - N_c est le terme de la mobilisation de la cohésion du sol sous la fondation.

- **Tableau des facteurs de capacité portante**

φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c
0	0	1,00	5,14	25	8,10	10,70	20,70
5	0,10	1,60	6,50	30	18,10	18,40	30,00
10	0,50	2,50	8,40	35	41,10	33,30	46,00
15	1,40	4,00	11,00	40	100,00	64,20	75,30
20	3,50	6,40	14,80	45	254,00	135,00	134,00

On remarque que les valeurs N_γ, N_q, N_c varient rapidement pour $\varphi > 30°$.

- **Expression de la valeur ultime q_u**

  Cas d'une semelle continue de longueur L, de largeur B et d'encastrement D.

Coefficients de forme (se reporter fig. 7 pour les notations) :

$s_\gamma = 1 - 0,2\ B/L$	$s_q = 1$	$s_c = 1 + 0,2\ B/L$
affecté à N_γ	affecté à N_q	affecté à N_c

D'après le DTU P11-711, on a pour la valeur ultime :

$$q_u = ½\, s_\gamma \,.\, \gamma .\, B \,.\, N_\gamma + s_q \,.\, \gamma \,.\, D .\, N_q + s_c \,.\, C \,.\, N_c$$

La valeur de la pression limite ultime est affectée d'un coefficient de sécurité de l'ordre de 3 ou 4.
Pression admise = $q_u/3$ ou $q_u/4$ suivant la nature du sol.

6. Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne

- **Essai de cisaillement direct**

  Il s'effectue en laboratoire et on distingue 2 modes opératoires :
  - l'essai non consolidé et non drainé ;
  - l'essai consolidé et drainé.

- **Principe de l'essai**

  L'échantillon de sol est placé entre deux demi-boîtes de section carrée et de côté 100 mm, section S (fig. 8).

  La demi-boîte supérieure est fixe et la demi-boîte inférieure mobile.

On exerce à la fois sur l'échantillon :
  - un effort de cisaillement T dans le plan horizontal ;
  - un effort de compression N dans le sens vertical.

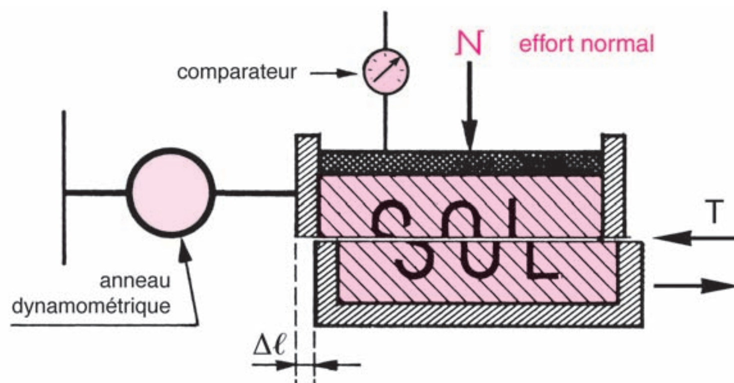


Fig. 8 : Schéma de l'essai de cisaillement

- **Mesures et résultats**
  - Effort normal N sur la section S
  - Effort de cisaillement T
  - Temps de déplacement à vitesse contrôlée
  - Valeur du déplacement relatif Δl

  On effectue plusieurs mesures avec N variable
  - Contrainte normale : $\sigma = \frac{N}{S}$
  - Contrainte de cisaillement : $\tau = \frac{T}{S}$

- **Détermination des paramètres C et φ**

  Le report sur un graphique des contraintes normales et de cisaillement permet, dans le cas de sol à perméabilité élevée, de tracer la droite de Coulomb et d'obtenir des valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne (fig. 9).

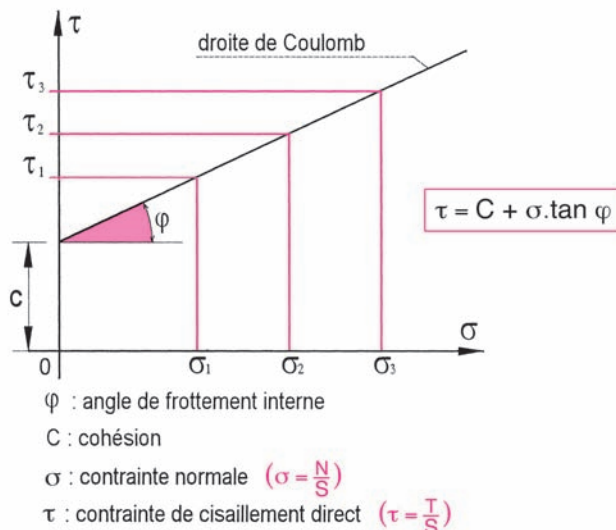


Fig. 9 : Cohésion et angle de frottement

7. Transmission des charges au sol

• **Mode de transmission d'une charge P dans un sol granuleux**

Il permet une approche de la répartition des pressions dans les couches de terrain.

Il aide à la détermination de la valeur des pressions verticales exercées par les charges, et à la compréhension du bulbe des pressions (fig. 12 et 44).

Il permet de connaître la portance du sol à différentes profondeurs afin de déterminer la profondeur minimale des fondations et le choix à effectuer, par semelles filantes, plots ou puits.

• **Aspect théorique et schématique de la transmission**

On utilise une couche granulaire non liée, les grains constitutifs restent indépendants les uns des autres.

Sous l'action d'une charge, cette couche travaille uniquement en compression en transmettant au sol sous-jacent la totalité de la charge mais d'une façon non uniforme.

Pour schématiser, on conçoit un empilement de granulats identiques (billes sphériques) soumis au sommet à une charge P. Le détail du mode de transmission fait l'objet de la figure 10.

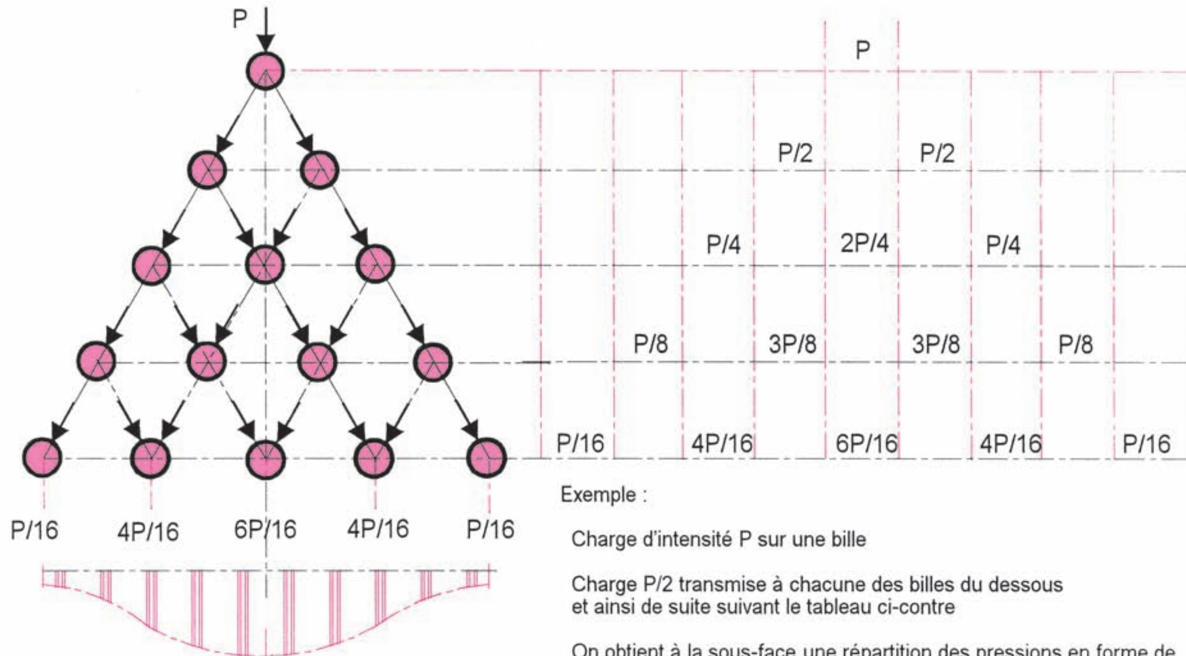


Fig. 10 : Répartition des pressions verticales

Semelle chargée et réaction du sol

La charge transmise sur la semelle à tendance à poinçonner le terrain en comprimant fortement le sol sur la largeur de la semelle.

On constate la formation d'un coin triangulaire AO'A' solidaire de la fondation dans la pénétration au sein du massif. Ce coin formé exerce un effort de cisaillement sur les terres bordant la semelle de part et d'autre.

L'équilibre dépend alors :
- des actions de la semelle chargée ;
- de la résistance au cisaillement du sol ;
- du poids du terrain de chaque côté de la semelle ancrée.

Si la déformation à caractère plastique est minime, la semelle ne s'enfoncera pas dans le sol et le tassement n'est pas à craindre.

La règle pratique mise en application par les constructeurs consiste à réaliser un ancrage de hauteur suffisante (> 0,30 m) dans le sol porteur (fig. 7).

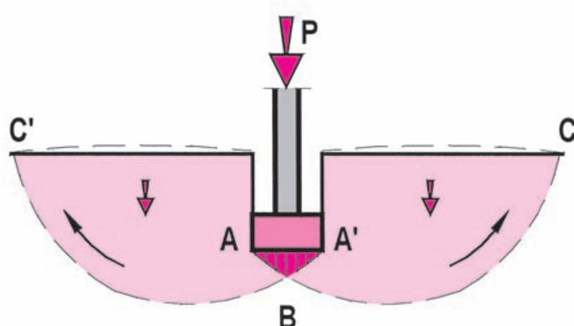


Fig. 11 : Théorie du coin de terre sous la semelle

Notion de bulbe représentatif de courbes d'égale pression

- **Sous l'assise de la semelle,** la valeur de la pression est celle calculée lors de la descente de charge.
- **Au sein du massif,** la pression normale diminue en fonction de la profondeur sous semelle (fig. 12).
- **Dans un plan horizontal au sein du massif,** la courbe des pressions affecte la forme d'une cloche avec pression maximale au droit de la charge appliquée.
- **Les bulbes peuvent interférer entre eux** et être à l'origine d'un tassement en cas de limon ou de poche d'argile.

Fig. 12 : Bulbe des pressions et contraintes du sol dans un plan horizontal (courbe en cloche cf. fig. 12b)

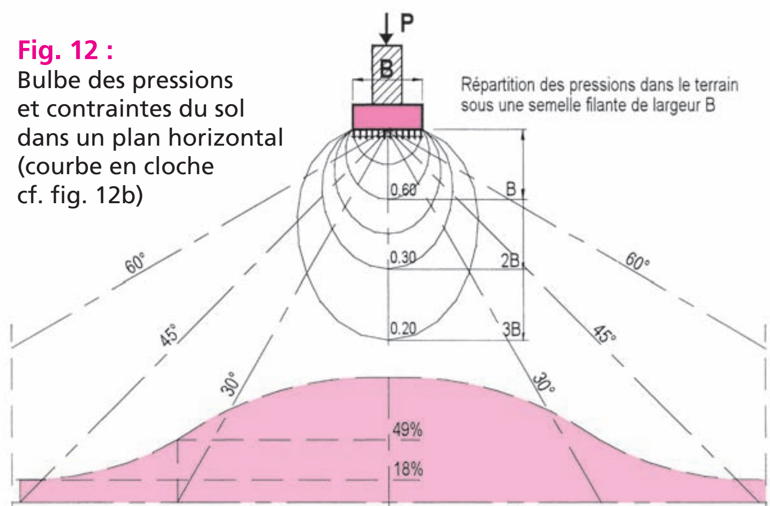


Fig. 12b : Distribution de la pression normale à un plan horizontal à l'intérieur d'un massif

8. Pressions sur le sol en fonction de la charge centrée ou excentrée

Les pressions sur le sol de fondation dépendent des charges et de la position de leur résultante sur la semelle continue ou isolée.

On distingue :

- **Les charges centrées sur la fondation**

La résultante des forces appliquées est sensiblement dans l'axe de la semelle (fig. 13).

Exemples
- Soubassements intérieurs en refend porteurs du plancher bas.
- Murs de refend longitudinal ou transversal, porteurs de plancher et de toiture.

Actions sur le sol : le diagramme des pressions est rectangulaire sur la largeur de la semelle.

- **Les charges faiblement excentrées**

Le point d'application de la résultante des charges appliquées se situe dans le tiers central (fig. 14).

Exemples : murs de façade, murs porteurs de plancher à travées inégales.

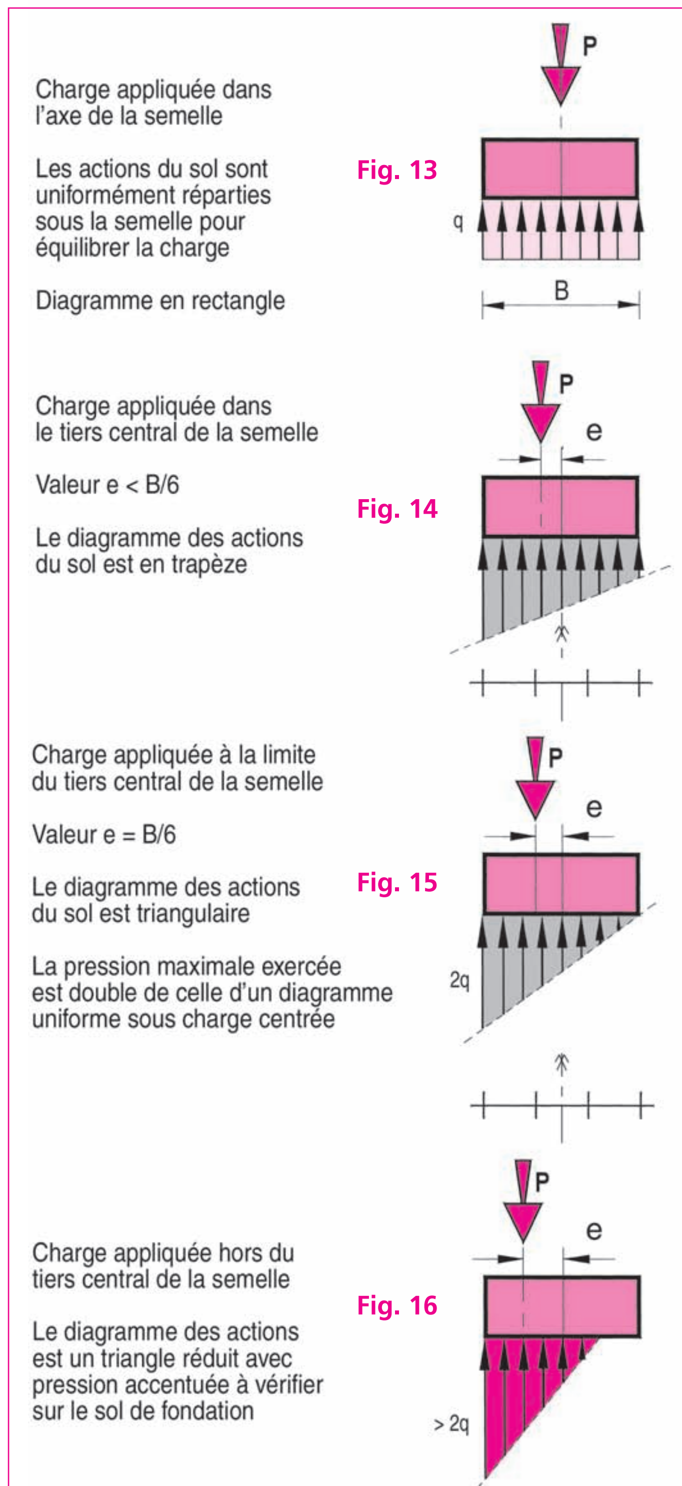
Actions sur le sol : le diagramme des pressions est trapézoïdal et le diagramme limite est en triangle (fig. 14 et 15).

- **Les charges excentrées**

La résultante passe en dehors du tiers central (fig. 16).

Exemple : semelles filantes pour murs pignons en limite de parcelle.

Actions sur le sol : le diagramme des pressions est celui d'un triangle réduit.



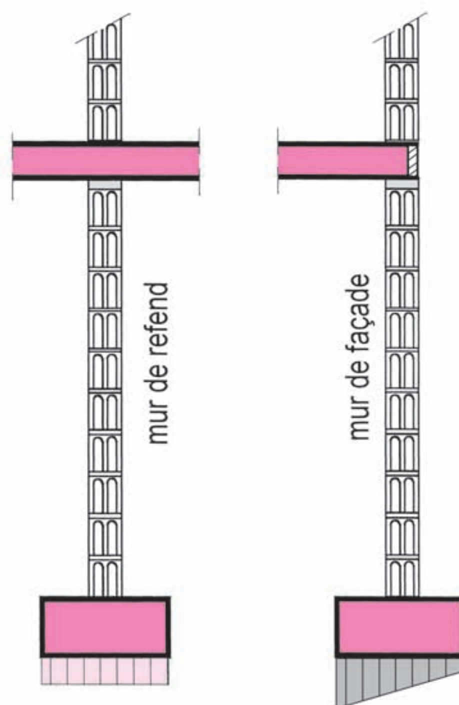
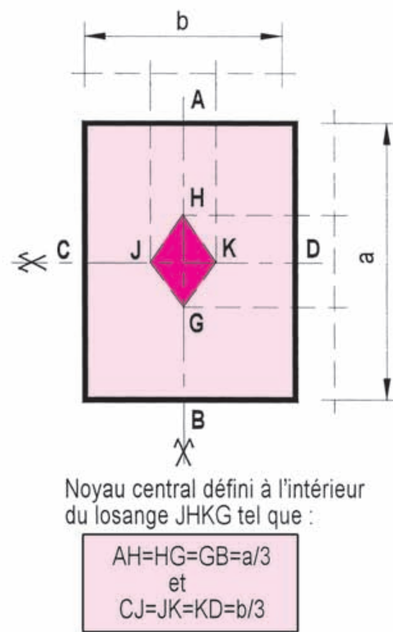


Fig. 17 : Diagrammes des pressions

Fig. 18 : Vue de dessus d'une semelle isolée



Fondations hors gel mais à faible profondeur.

La teneur en eau du sol se modifie par évaporation naturelle et le squelette du sol a tendance à s'affaisser sous la charge.

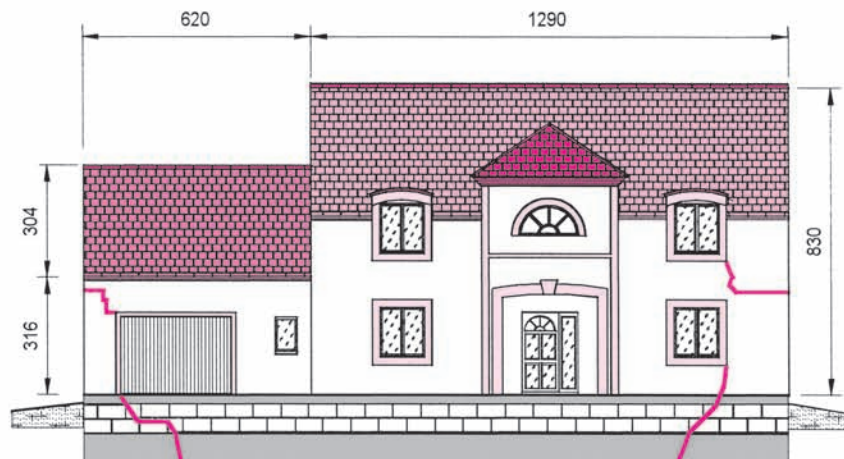


Fig. 19 : Fissuration en zones fragiles, voisinage de baies et allèges

Présence d'arbres trop proches des fondations. Les racines absorbent l'eau et la structure du sol se trouve modifiée.

Le niveau naturel de la nappe d'eau varie.

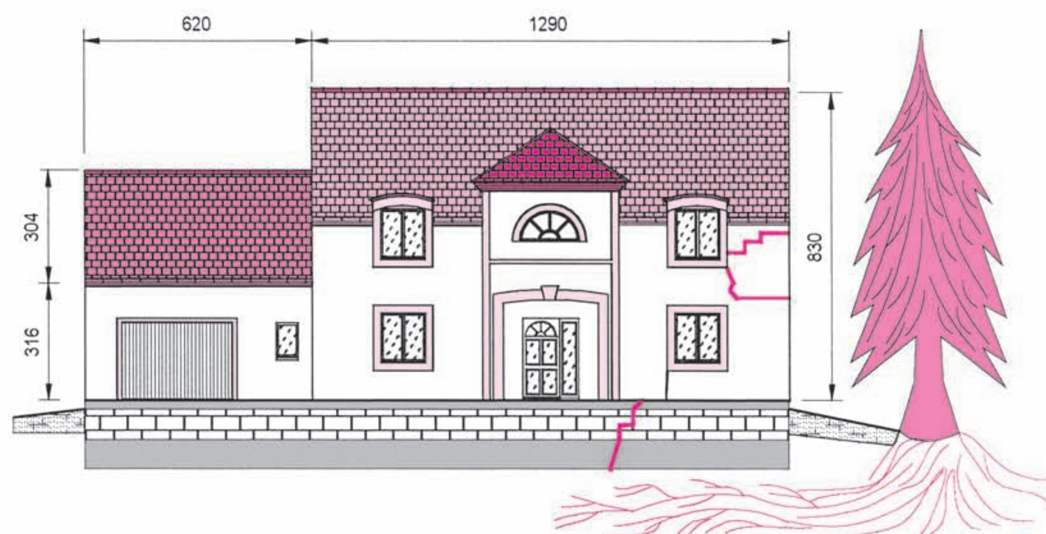


Fig. 20 : Les arbres de haute taille doivent être éloignés d'une distance au moins égale à leur hauteur

Affouillement du sol de fondation par :

- un drainage mal positionné ;
- une rupture de canalisation EP ou EU ;
- des eaux souterraines en terrain en pente.

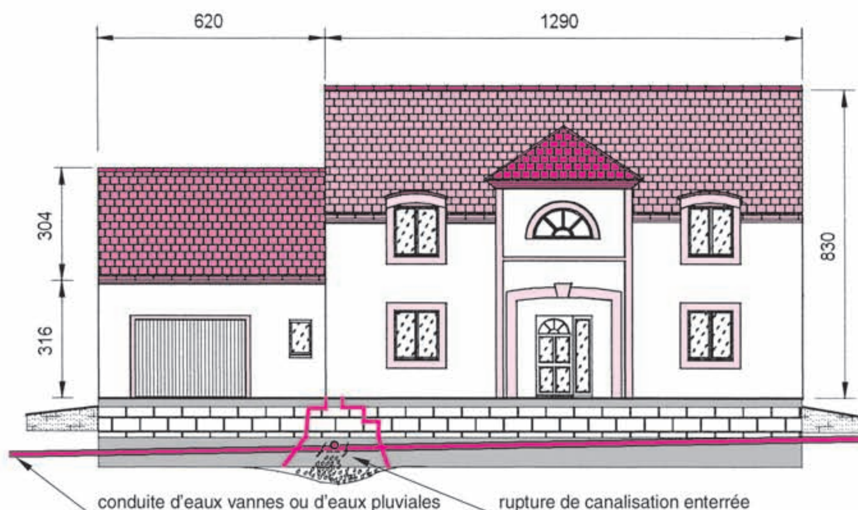


Fig. 21 : La portance du sol est modifiée par détrempage en terrain argileux

Présence de cave ou de sous-sol partiel. Les murs de sous-sol constituent des points durs vis-à-vis d'une semelle filante.

Le sol d'assise des fondations est différent en raison des profondeurs.

Les charges ne sont pas uniformément réparties.

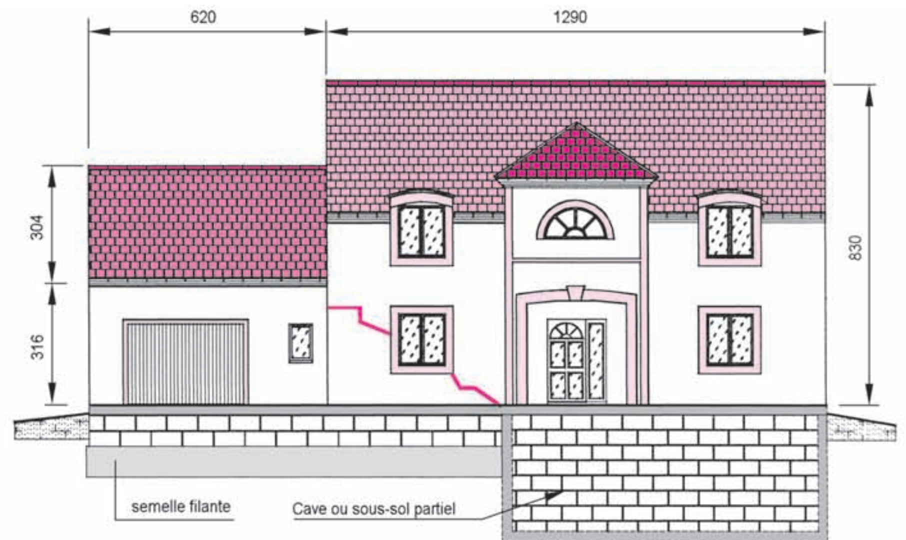


Fig. 22 : Les charges et les actions ascendantes du sol sont distinctes pour chaque zone portante de fondations

Excavation contre la fondation d'un pignon. La décompression du sol peut provoquer des dommages à la construction voisine.

Le mode opératoire se doit d'éviter tout litige par un constat avant et après travaux de fondation.

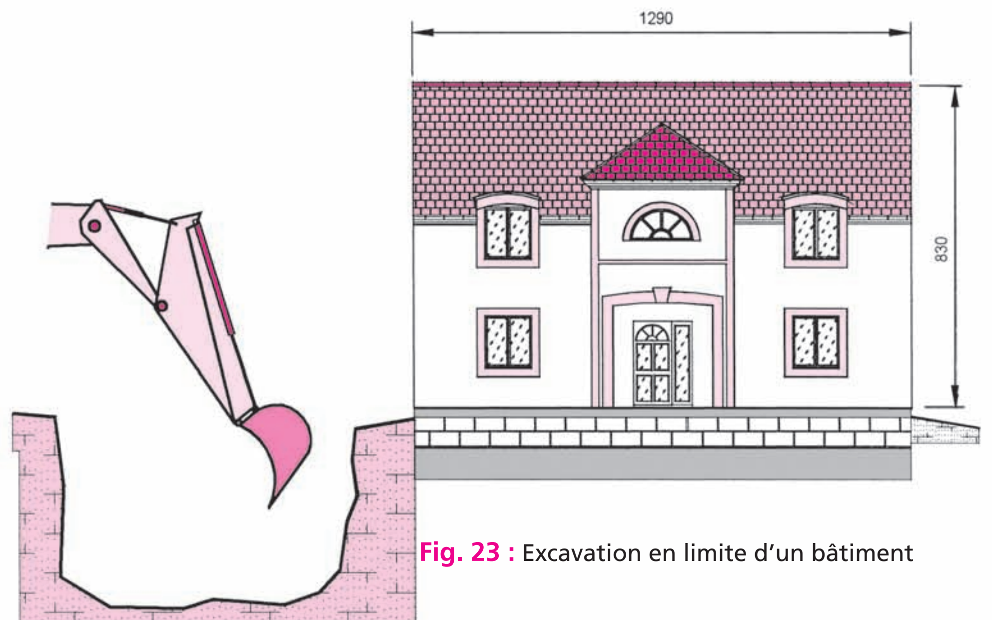


Fig. 23 : Excavation en limite d'un bâtiment

Terrain hétérogène.

Les tassements à craindre orientent vers une fondation par puits et longrines.

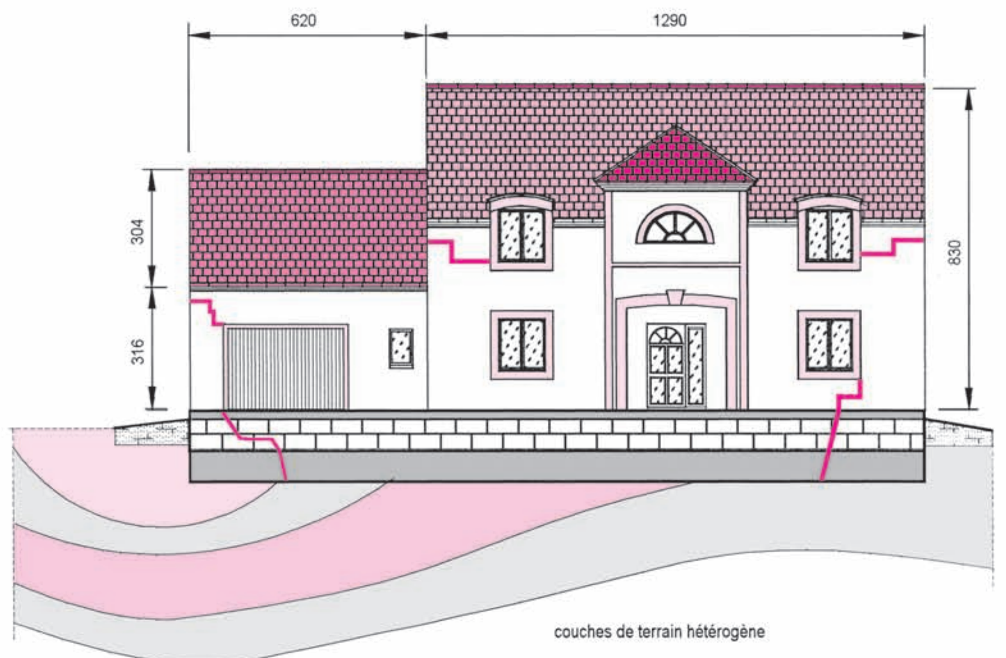


Fig. 24 : Les semelles filantes sont *a priori* déconseillées en raison de l'assise des fondations

Cas d'un garage enterré.

Un joint de tassement est prescrit pour différencier la partie de construction avec garage de celle à sa droite.

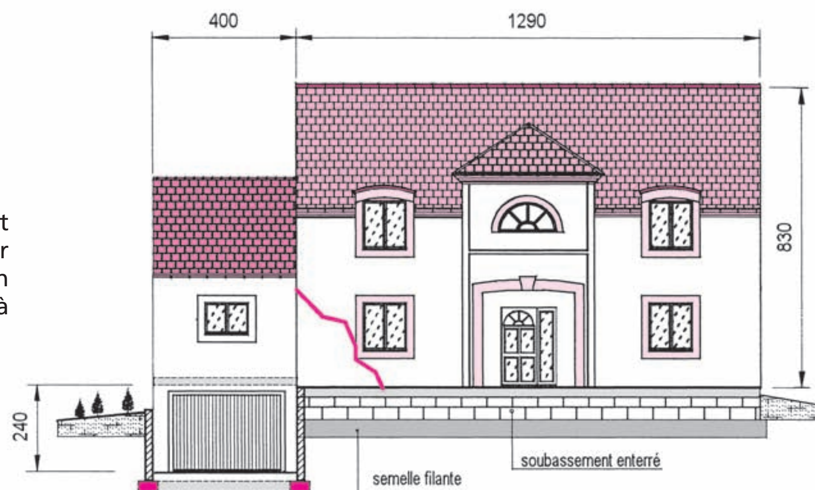


Fig. 25 : Les charges appliquées et les profondeurs de semelles sont différentes

Dessiccation quasi permanente du sol de fondation en raison du dénivelé entre assise et pied de butte. L'eau d'interposition entre les grains du sol est drainée vers le bas de la butte en permanence.

Les tassements sont à prévoir en raison de la surélévation des fondations.

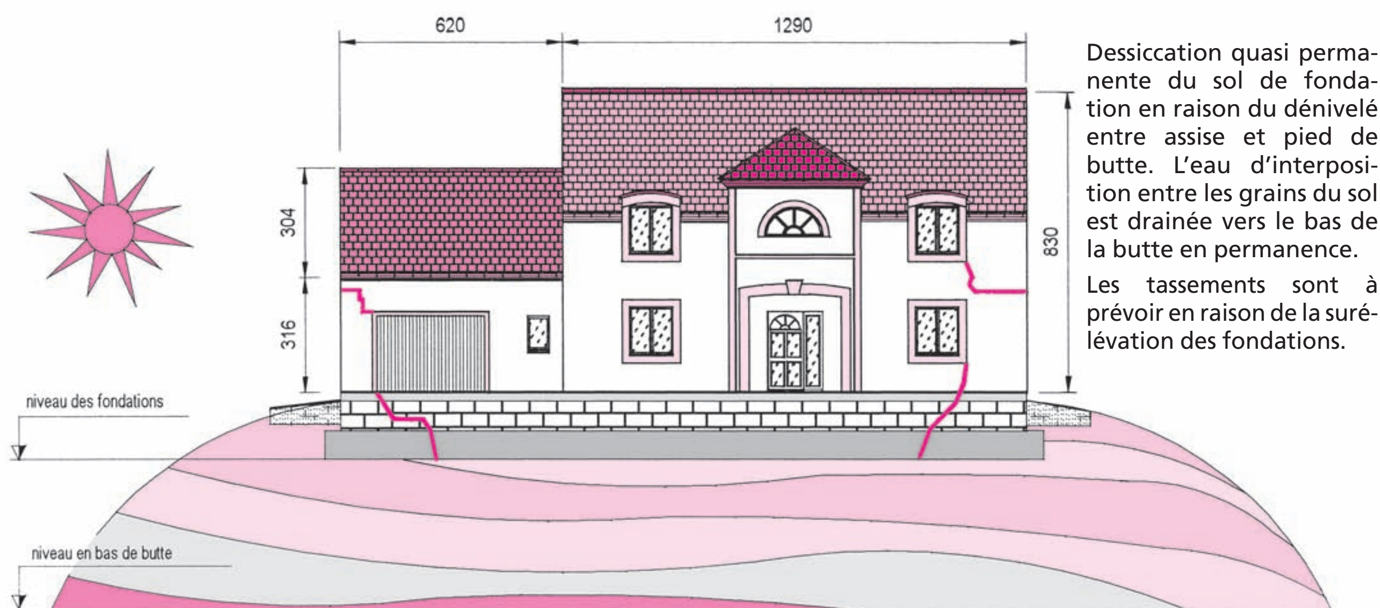


Fig. 26 : Maison située en butte

Autres causes possibles de tassement ou de fissuration :

- **Remblais**

  Le remblai rapporté contre un mur enterré peut constituer une charge supplémentaire pour les fondations avec la charge propre d'une terrasse portée par le remblai.

- **Modes de fondation différents sur des sols de fondation à niveaux décalés** (fig. 27)
- **Vibrations produites par le trafic routier**
- **Travaux de terrassement sur un lot voisin**
- **Charges concentrées sur un mur amenées par des appuis de poutres porteuses de plancher**

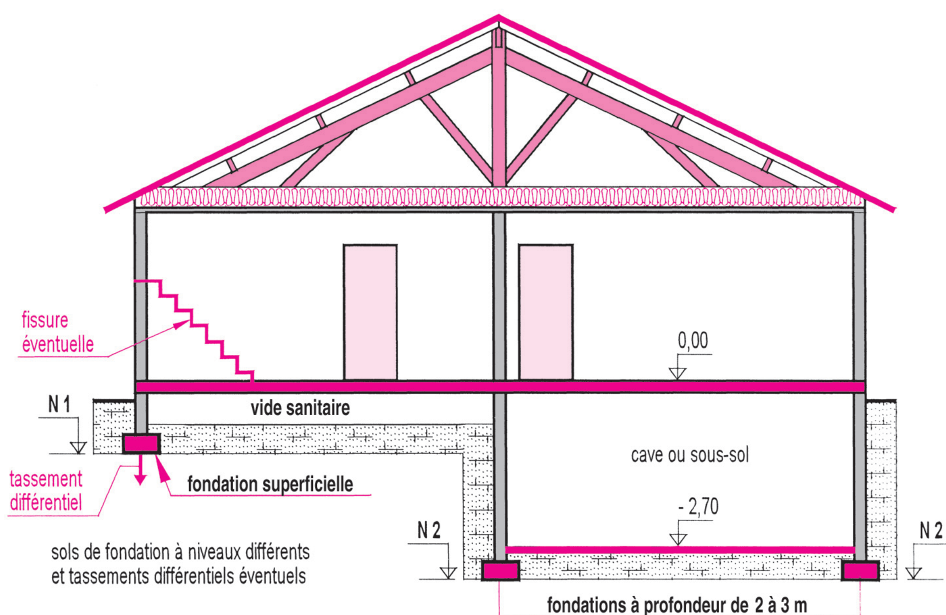


Fig. 27 : Cas d'un vide sanitaire et d'un sous-sol

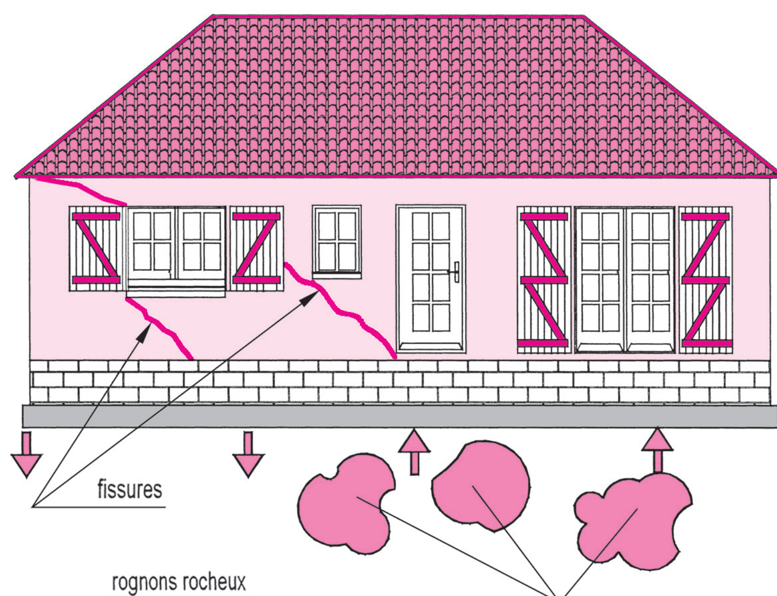


Fig. 28 : Présence de rognons rocheux constituant des points durs

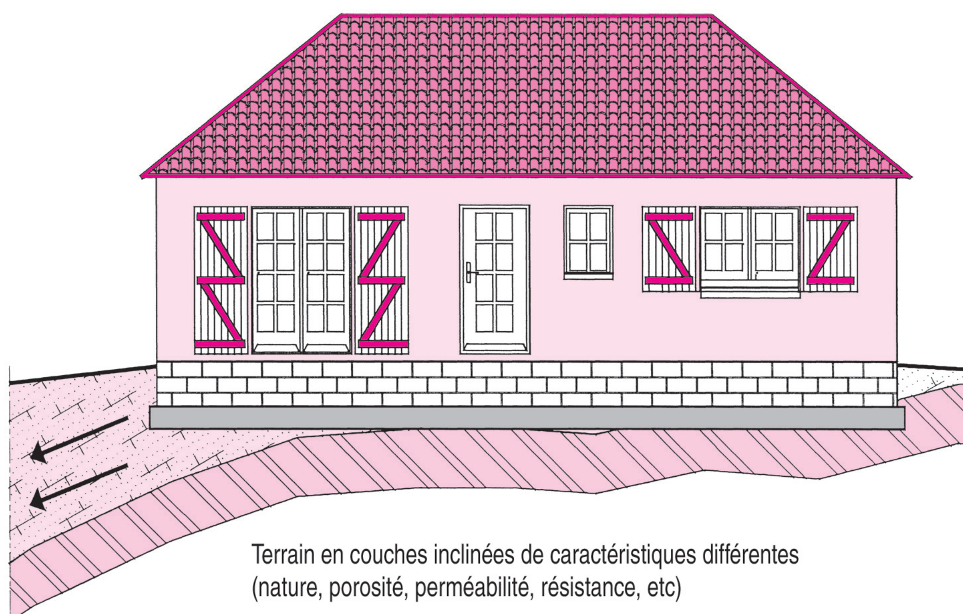


Fig. 29 : Caractéristiques physiques et mécaniques différentes dans chaque couche inclinée

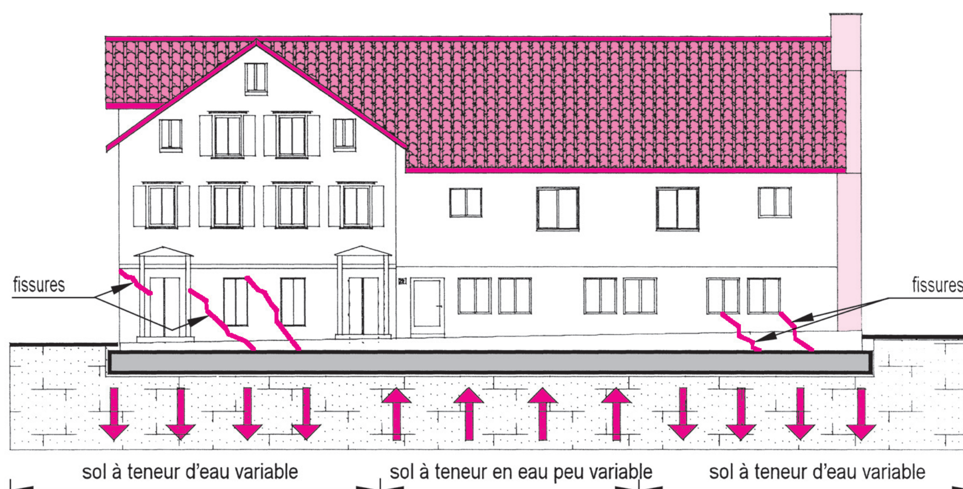


Fig. 30 : Fissures consécutives à la variation de la teneur en eau

Hypothèses
- Sol homogène
- Semelle rigide
- Charges non uniformes

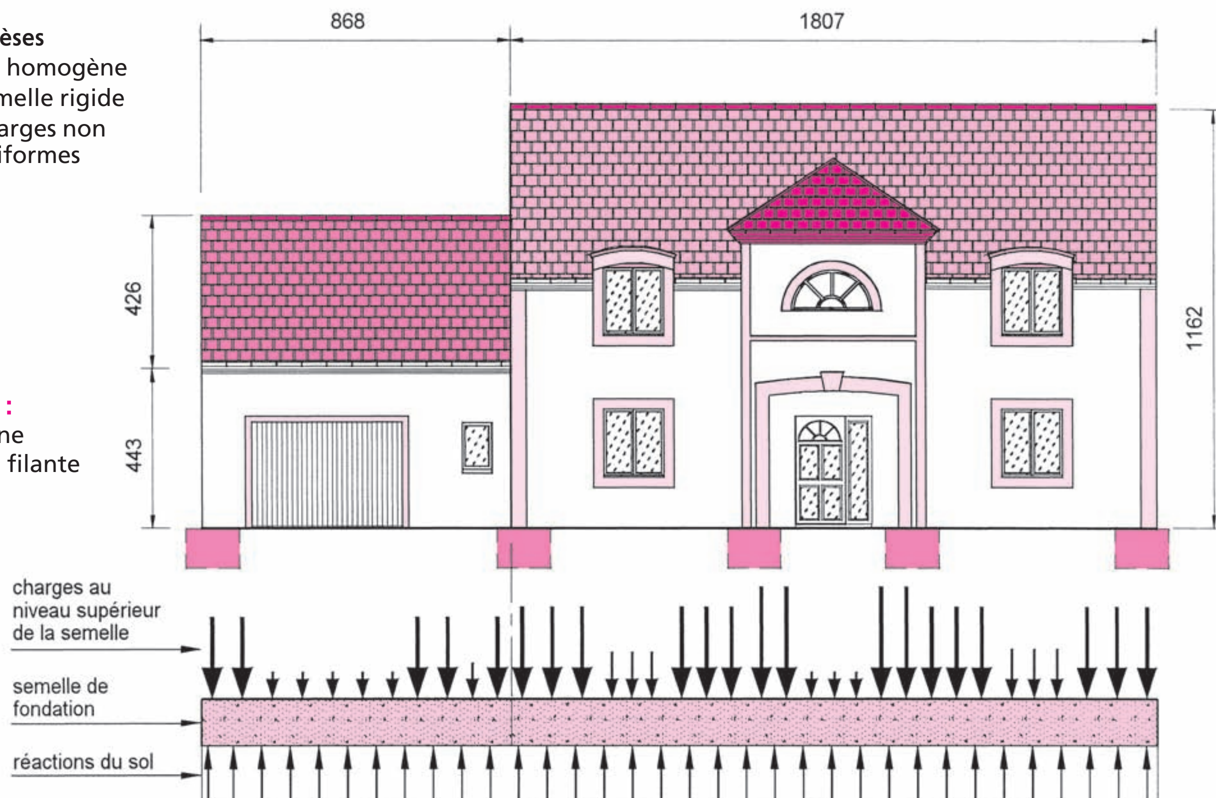


Fig. 31 : Cas d'une semelle filante

Principe d'équilibre statique d'une maison
- Répartition des pressions sur le sol
- Pas de tassement différentiel de l'assise
- Non-risque de gel sous les semelles de fondation

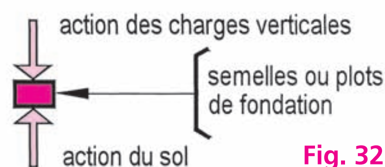


Fig. 32

Profondeur hors gel des fondations

En raison de son importance pour la pérennité de la construction et l'évitement de graves désordres, cette prescription est mentionnée dans tous les descriptifs de maison individuelle.

La profondeur hors gel varie entre 50 cm dans les régions très tempérées jusqu'à 1,00 m et plus dans les régions froides de la France.

Profondeur indicative hors gel	(cm)
Zone 2a, gel faible	50
Zone 2a ou $2b_1$ à gel faible ou modéré	60
Zone $2b_1$ à gel modéré	70
Zone $2b_1$ ou $2b_2$ à gel modéré ou sévère	80
Zone $2b_2$ à gel sévère	≥ 90
Ces valeurs doivent être corrigées en fonction de l'altitude (régions de montagne)	

Conséquences du gel suivi du dégel
- **En période de gel**
  L'eau du sol gèle et augmente de volume. Le gonflement entraîne une dislocation du sol.
- **En période de dégel**
  Il se produit un affaissement du squelette du sol par diminution de volume. Le tassement consécutif provoque de graves désordres dans les structures avec fissurations des murs.

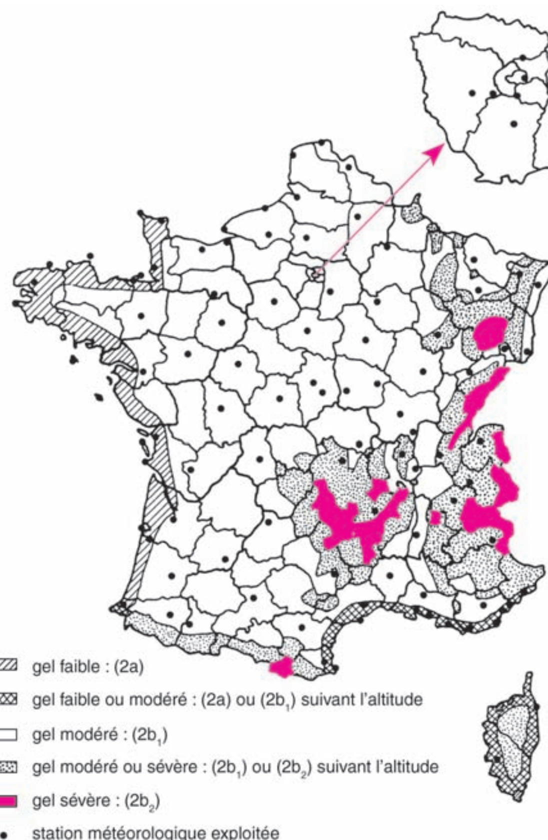


Fig. 33 : Carte de France des zones de gel

11. Mécanisme du tassement de fondation sur sol sensible

► Risques de désordres

- **Les sols sensibles** sont surtout les sols argileux dont le squelette se tasse en période de sécheresse intense.
- **De nombreuses régions** sont constituées de sols à bancs argileux : Aquitaine, Bassin parisien, Flandres, Languedoc-Roussillon, Midi-Pyrénées, Poitou, Provence-Alpes-Côte d'Azur, Touraine.

- **Le mécanisme du tassement s'opère** surtout suite à l'évaporation de l'eau qui conduit au dessèchement du sol et modifie sa résistance et sa capacité portante.
  - Il est aggravé par la présence trop proche d'arbres à grande végétation qui puisent l'eau dans le sol profond.
  - Le tassement est dit différentiel car il n'est pas uniforme sur toute l'emprise du bâtiment en considérant la périphérie exposée de la maison (angles en particulier), et la partie centrale protégée par le bâtiment lui-même qui forme écran.
  - Si la couche supérieure se déshydrate, elle peut entraîner progressivement la déshydratation de la couche sous-jacente jusqu'au sol porteur en réduisant la teneur en eau.
  - Il est utile de respecter la profondeur hors gel, et très prudent pour les sols sensibles d'atteindre une profondeur hors sécheresse de l'ordre de 1 m dans nos régions à climat chaud.
  - Dans le cas dit d'argiles gonflantes, on peut observer une alternance de tassement en période sèche et de soulèvement en période de fortes pluies imprégnant la masse du terrain.
  - Les tassements différentiels peuvent entraîner des fissures :
    - soit d'allure horizontale sous les linteaux, chaînages ou corniches, rives d'appui des planchers ;
    - soit verticales ou obliques dans les murs en maçonnerie ainsi soumis à des tractions, dans les angles et les allèges en particulier.

► Préconisations

- **La reconnaissance du sol,** à l'aide de deux ou trois sondages pour une maison, permet de choisir un système de fondation adapté, par semelles filantes ou par puits, et en fonction d'un plan de prévention des risques (PPR) s'il existe, qui concerne le retrait ou le gonflement du sol, les inondations, les séismes, etc.
- **La profondeur du sol porteur** est déterminée en fonction de la nature des couches plus profondes car les vices cachés du sol ne sont ni visibles ni décelables en surface.
- **Le descriptif des ouvrages précise le détail des prestations** et en particulier :
  - la profondeur minimale des fondations ;
  - le taux de travail du sol porteur ;
  - les dispositions prises pour éviter le tassement du sol dû à un assèchement du terrain.
  - Le descriptif spécifie également les particularités de la réalisation des fondations et soubassements dans les cas suivants :
    - sous-sol complet avec descente d'accès pour un garage avec murets pour le maintien des terres ;
    - partie en sous-sol partiel et zone sur vide sanitaire avec plancher (cf. fig. 27)
    - accès au vide sanitaire accessible ou avec présence d'une cave .
- **Le maître d'œuvre** a une obligation de conseil à l'égard du maître d'ouvrage et doit l'informer sur les risques liés à la nature du sol d'après la conception de la construction.

Certains constructeurs confient l'étude du sol et celle du béton armé aux bureaux spécialisés (*par exemple Standarm*) pour la détermination des armatures des ouvrages d'un pavillon en vue de la sécurité et de la conformité de la réalisation, avec des plans précis d'exécution.

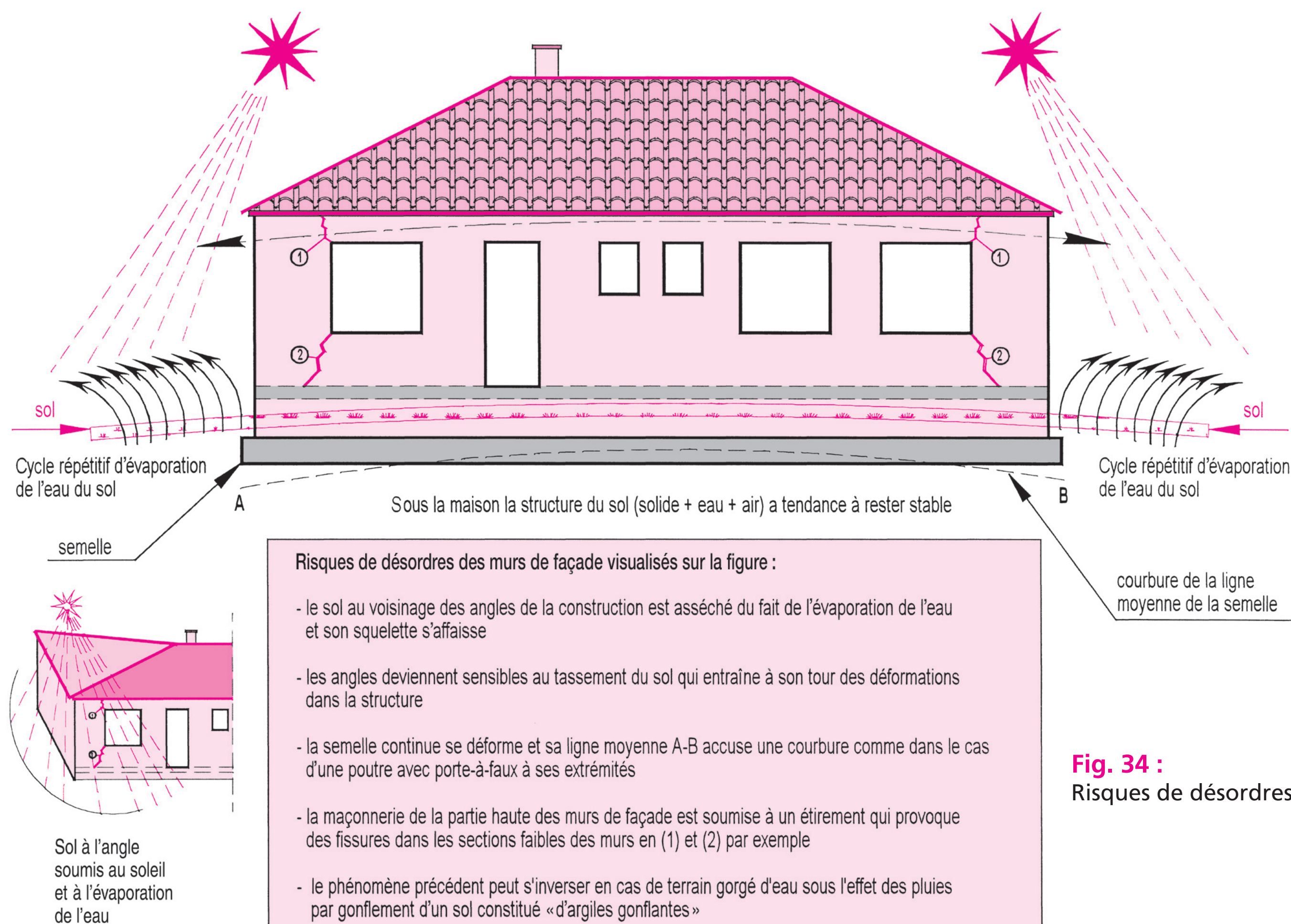


Fig. 34 : Risques de désordres

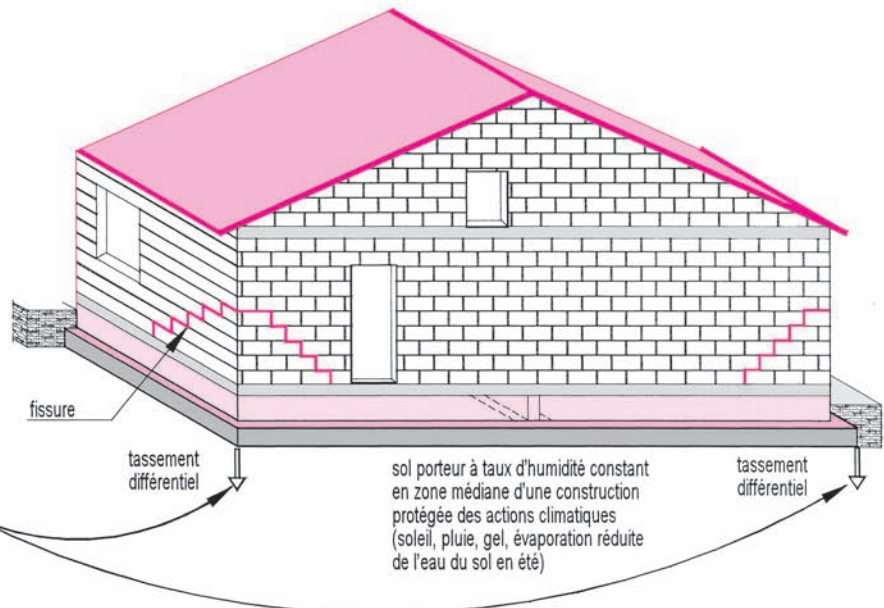


Fig. 35 : Cas de sol homogène mais semelles de fondation à trop faible profondeur, même si hors gel

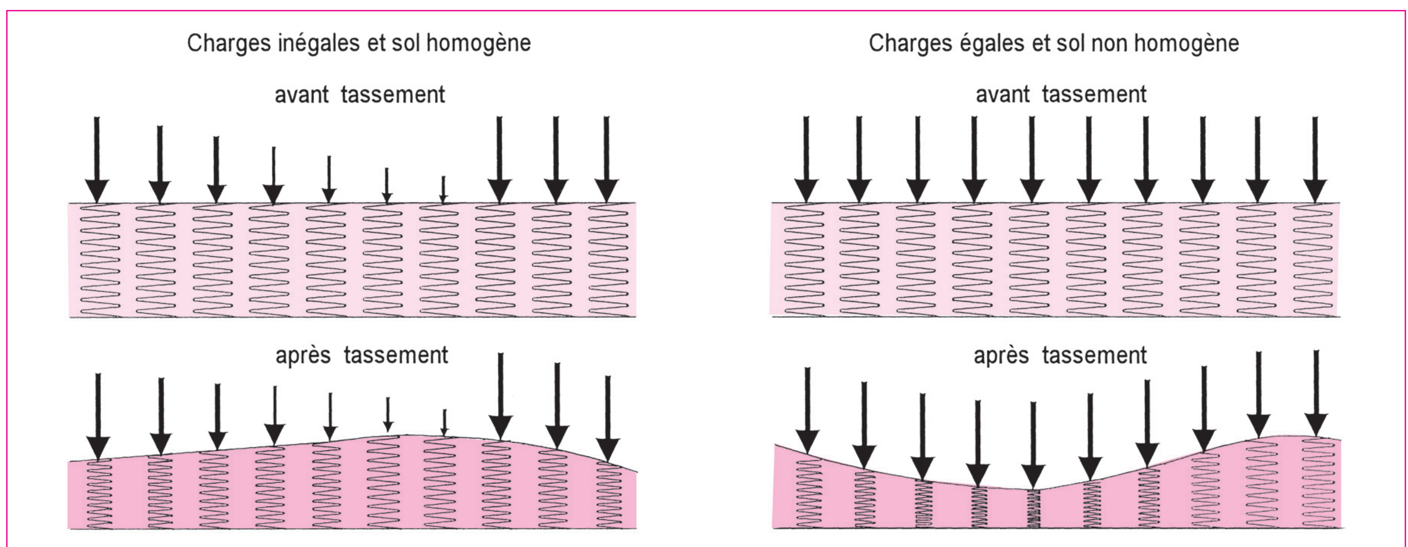


Fig. 36 : Schémas de principe, causes et conséquences

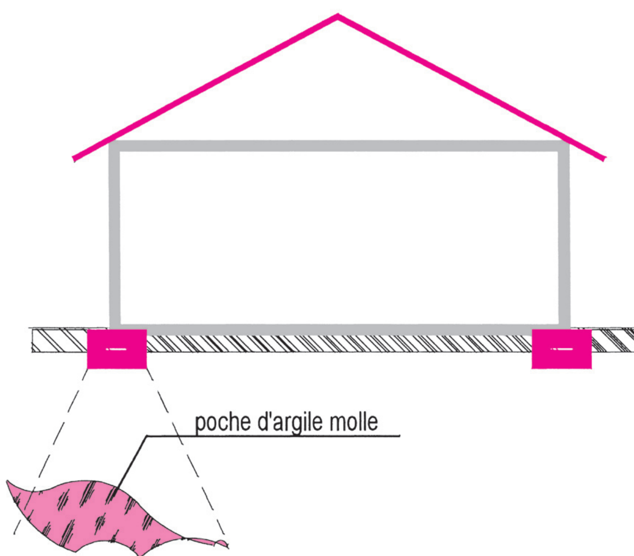


Fig. 37 : Cas de poche d'argile en profondeur et tassement localisé à craindre

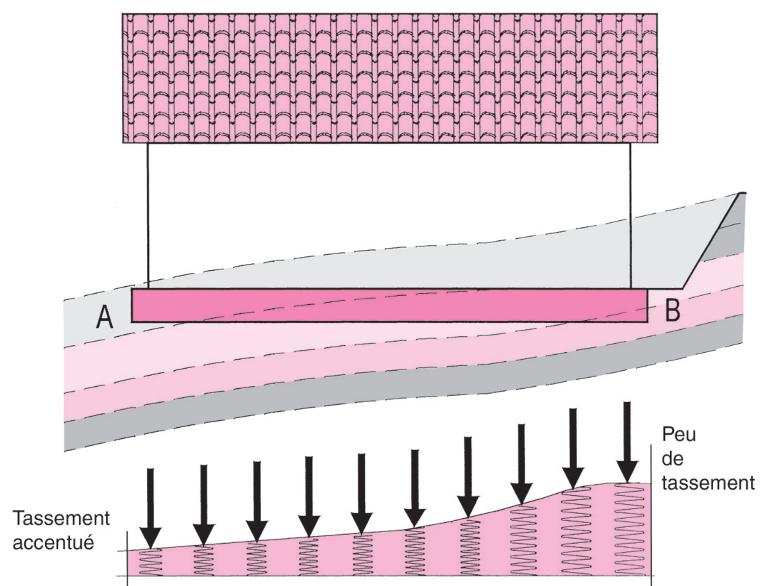


Fig. 38 : Charges uniformes et réparties mais terrain en pente. Risque de tassement différentiel et de fissuration

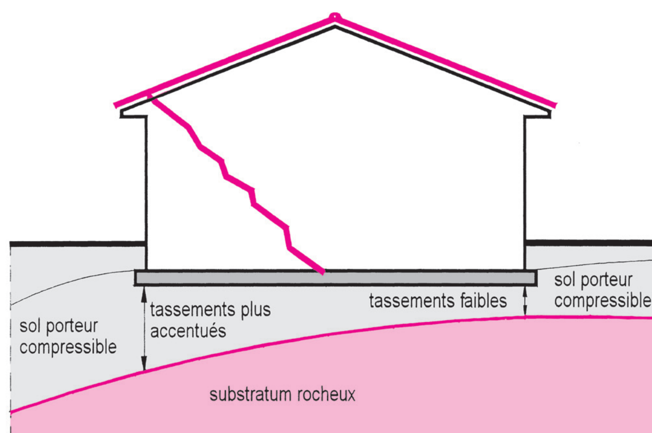


Fig. 39 : Sol porteur compressible hétérogène en épaisseur

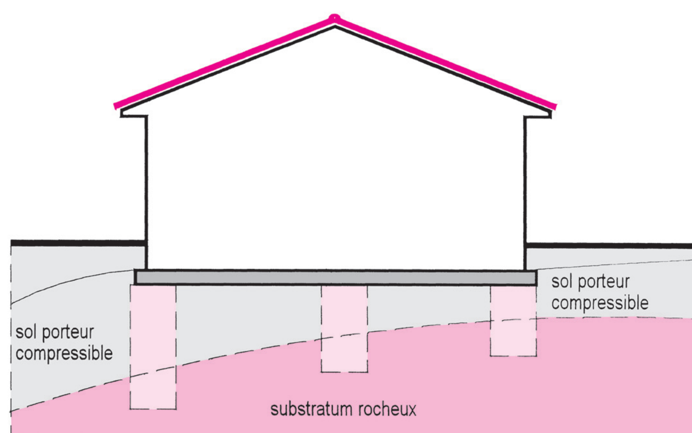
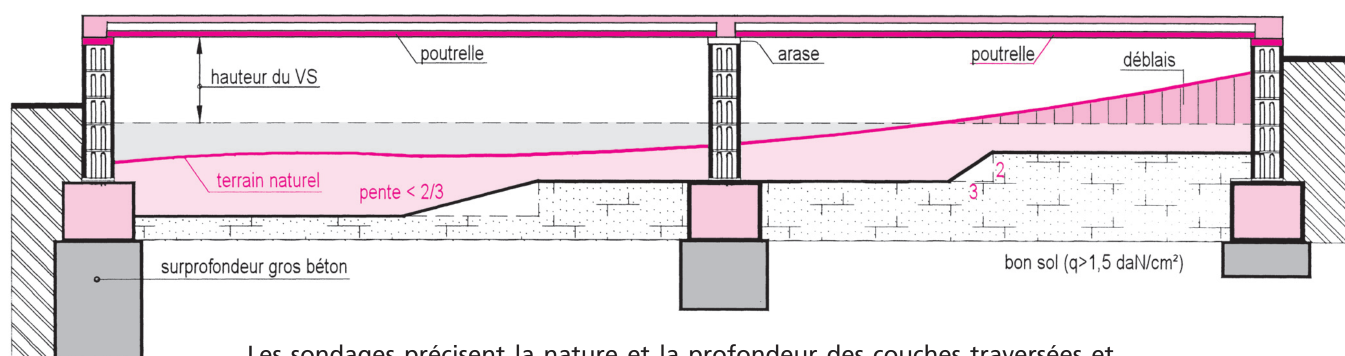


Fig. 40 : Solution par puits et longrines



Les sondages précisent la nature et la profondeur des couches traversées et facilitent la conception des fondations et la détermination du niveau fini et du volume des déblais et remblais.

Fig. 41 : Fondation et soubassement pour vide sanitaire sur terrain en pente

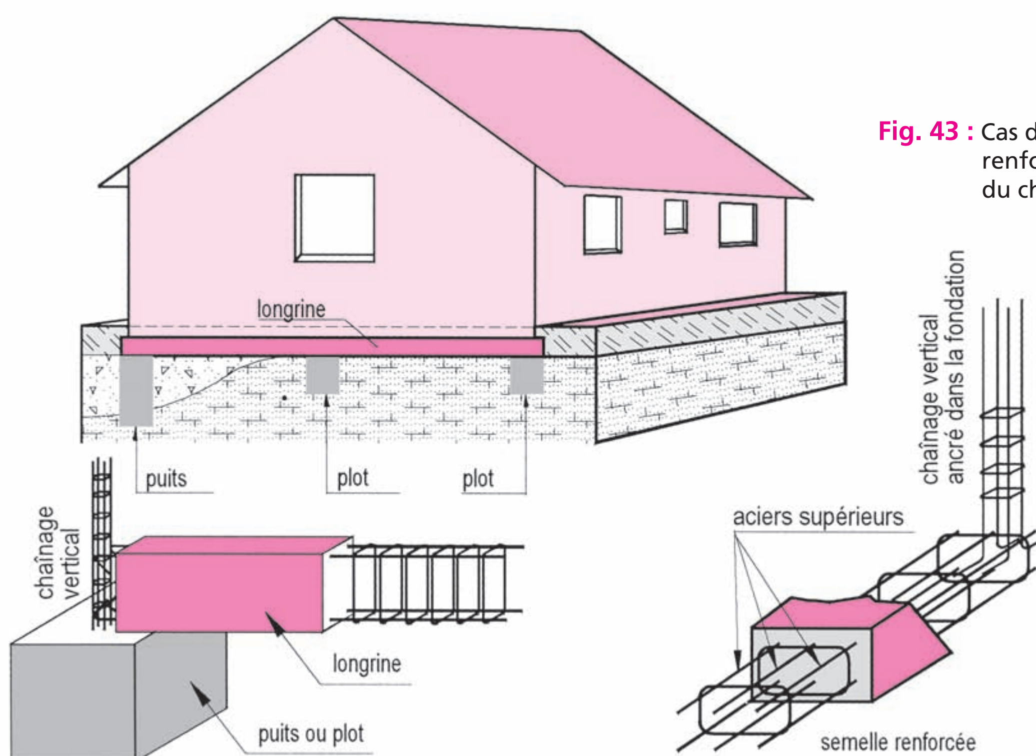


Fig. 43 : Cas de semelle renforcée et ancrage du chaînage vertical

Fig. 42 : Fondation sur puits ou plot, longrine et chaînage vertical

► **Bulbe des pressions**

Il s'établit en considérant l'effet des charges à différents niveaux dans le sol et en évaluant la pression verticale.

Les lignes d'égale pression verticale dessinent un bulbe appelé « bulbe des pressions ».

Cas des semelles filantes

On constate que la pression verticale transmise est pratiquement nulle à une profondeur sensiblement égale à 3 fois la largeur B de la semelle.

Cas des semelles isolées carrées

La pression dans le sol s'évalue également en fonction :
- de la largeur de semelle ;
- de la profondeur ;
- de l'angle d'inclinaison par rapport à la verticale.

La distribution des pressions verticales sur un plan horizontal affecte la forme d'un chapeau de gendarme (courbe en cloche de Boussinesq).

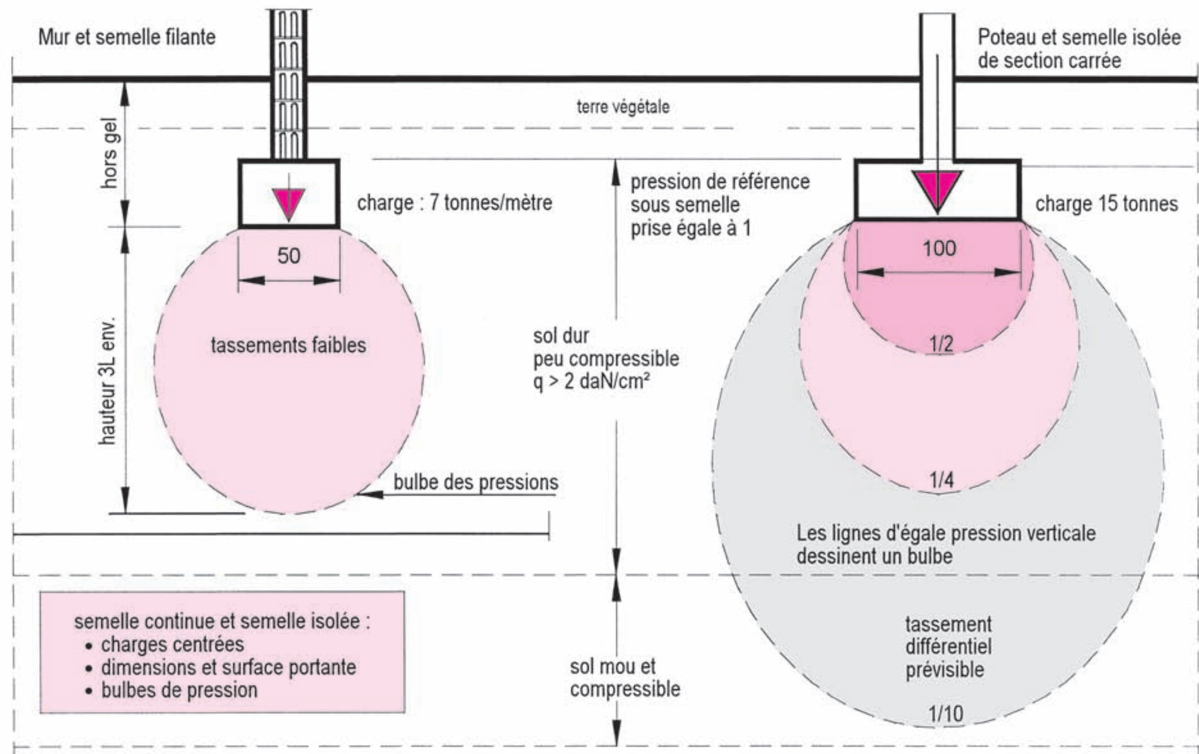


Fig. 44 : Sol compressible en profondeur et bulbes des pressions différents suivant charges et dimensions de semelle

► **Exemple : choix de fondation après étude de sol**

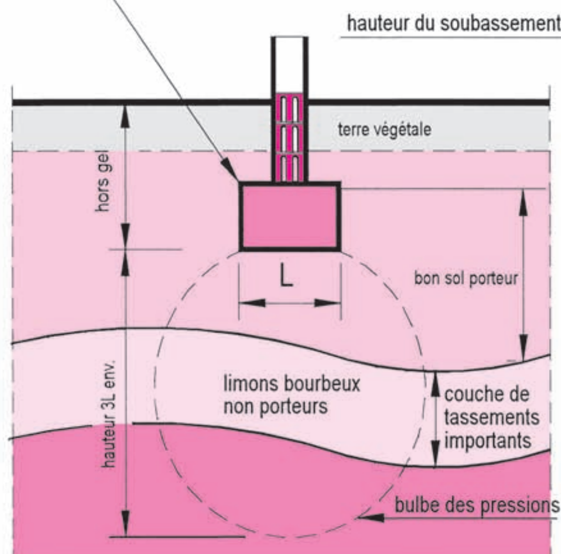


Fig. 45 : Sol porteur surmontant une couche de limon

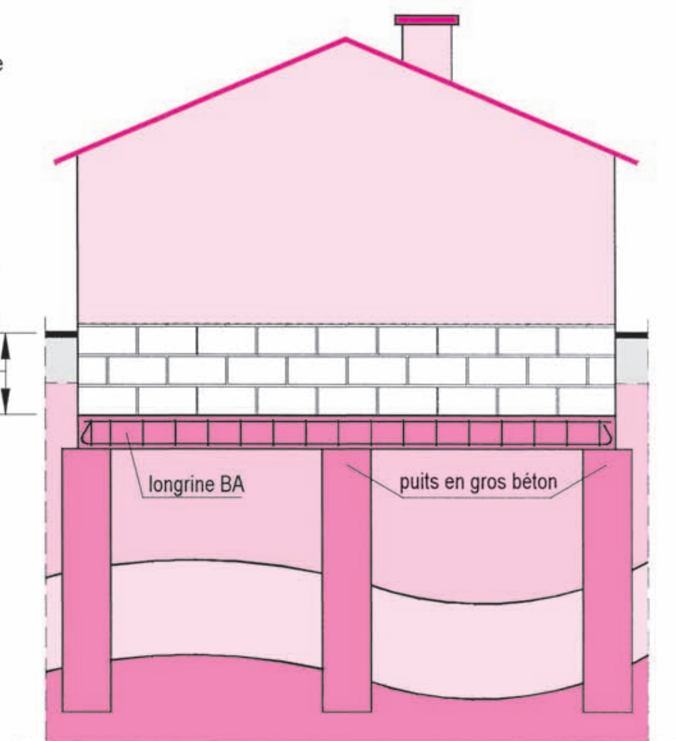


Fig. 46 : Solution par puits en gros béton et longrine en béton armé

Risque de tassement du sol aux angles de la maison

- **Les angles de bâtiment** exercent souvent une pression plus forte sur le sol de fondation par le poids propre de la structure.
- **Le sol au voisinage des angles** est exposé aux variations de la teneur en eau et à une diminution de volume en période de sécheresse, ce qui n'est pas le cas de la partie centrale du bâtiment.
- **Le risque de tassement différentiel aux angles** d'une maison est accentué, et les déformations par étirement se produisent dans les maçonneries (microfissures).

Préconisations

- Raidir la fondation par une armature filante renforcée avec aciers en partie supérieure.
- Augmenter la profondeur aux angles (profondeur hors sécheresse) et obtenir un point d'appui renforcé aux extrémités des semelles.

Risque de tassement du sol sous charges inégales

Le cas se produit sous des charges très inégales, par exemple :

- partie de bâtiment avec étage et autre partie en simple rez-de-chaussée (fig. 47) ;
- présence d'un appentis implanté contre le bâtiment principal (fig. 47 à droite) ;
- charge concentrée d'un poteau en béton armé ou d'un jambage.

Préconisations

- Prévision d'un joint de tassement désolidarisant les massifs constitués jusqu'au sol de fondation (fig. 49).
- Renforcement du système de fondation (fig. 48).
- Nécessité de chaînages d'angle ancrés dans la fondation et dans les chaînages horizontaux pour réduire les tractions éventuelles dans les murs en maçonnerie de blocs (fig. 50).

La tendance des constructeurs de maisons est d'augmenter la hauteur des semelles filantes (30 à 50 cm et plus sont fréquents) pour avoir une embase très rigide et compenser les effets des charges non uniformes et les sols non homogènes sur la longueur de la semelle continue.

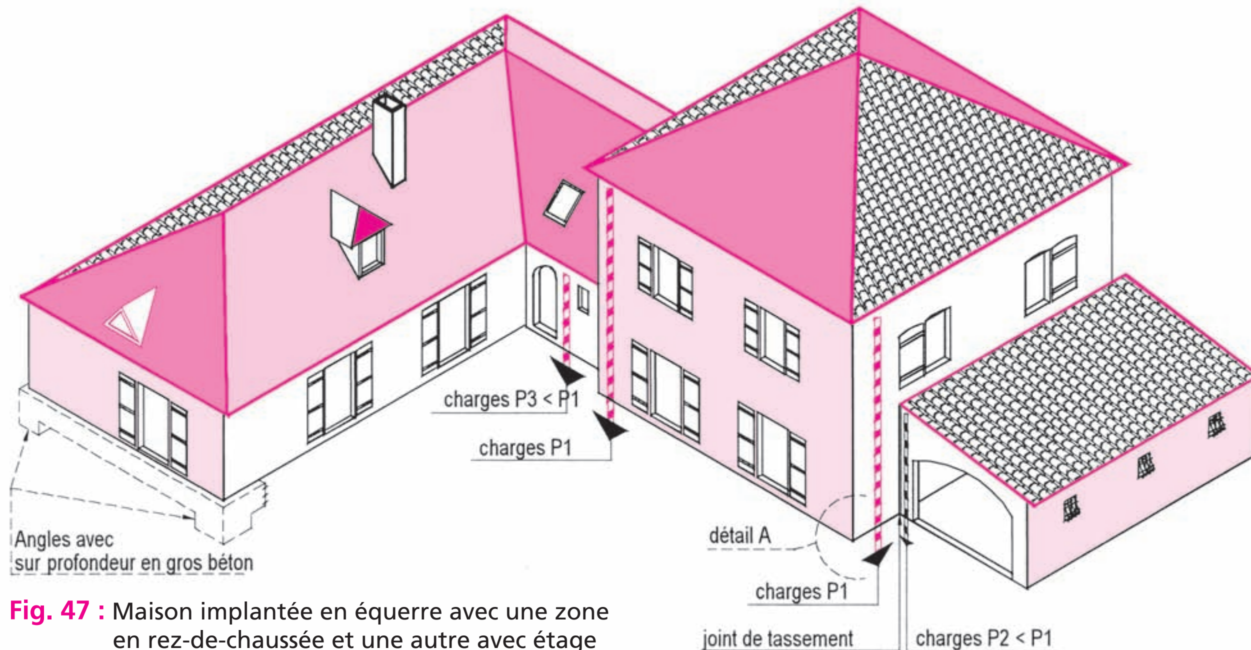


Fig. 47 : Maison implantée en équerre avec une zone en rez-de-chaussée et une autre avec étage avec un appentis accolé

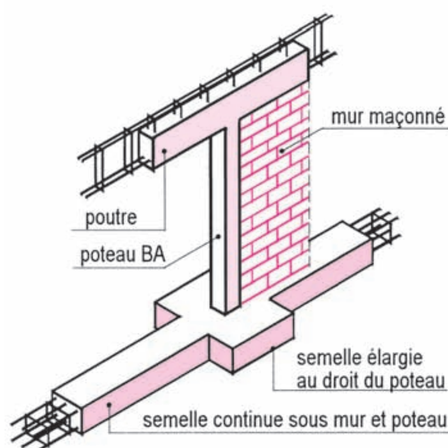


Fig. 48 : Semelle continue élargie au droit du poteau

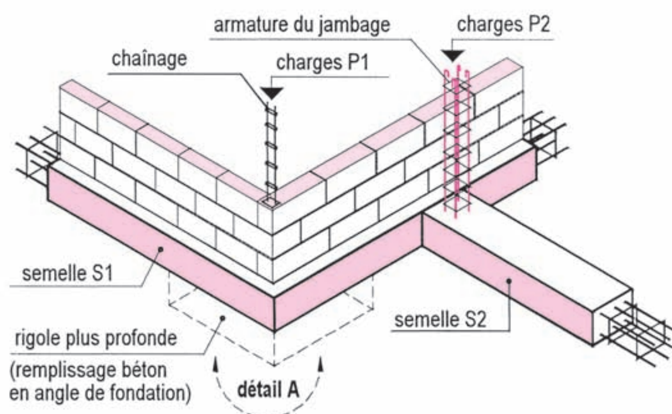


Fig. 50 : Semelles S1 et S2 dissociées pour le joint de tassement

Le joint de tassement intéresse la structure sur toute la hauteur et jusqu'au sol de fondation

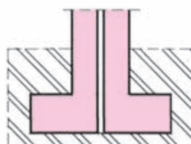


Fig. 49 : Joint de tassement

Le joint de dilatation pour les ouvrages en béton armé jusqu'au niveau supérieur de semelle

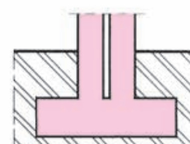


Fig. 51 : Joint de retrait ou de dilatation

Index

D

E

F

G

H

I

J

L

M

N

O

P

Q

R

S

T

V

Z